

Vol. 11, nº 1, 2006

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista semestral
Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Apto. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Apto. 4976
Bogotá, Colombia

G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería
Dpto. Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Concepción, Chile

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEy N,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Apto. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 – 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

IMPRESIÓN

Mónica A. Pullas Gallardo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

ISSN 1390-0315

©2006 ESPE, Quito, Ecuador

Revista Internacional de
Ingeniería de Estructuras

Sumario

Volumen 11, número 1, 2006

Mecanismos de resistencia y deformación a cortante de trabes acarteladas de Concreto Reforzado.	1
Hans Archundia, Arturo Tena y Óscar González	
 Índice para medir el desempeño de la gestión de riesgos	25
Martha Liliana Carreño, Omar Darío Cardona, Mabel Cristina Marulanda, Alex Barbat	
 Evaluación del riesgo sísmico urbano: un enfoque holístico	45
Martha Liliana Carreño, Omar Darío Cardona, Mabel Cristina Marulanda, Alex Barbat	
 Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos	77
Juan Carlos Vielma, Alex Barbat, Sergio Oller	
 Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores Bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador	107
Mario Ordaz	

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2006 ESPE, Quito – Ecuador

MECANISMOS DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN A CORTANTE DE TRABES ACARTELADAS DE CONCRETO REFORZADO

Hans I. Archundia Aranda

Estudiante de Doctorado, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería,
Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán 04510, México D.F.
Correo electrónico: archundia@correo.azc.uam.mx.

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco,
Edificio H, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Óscar M. González Cuevas

Profesor Distinguido, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-
Azcapotzalco, Edificio H, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F.
Correo electrónico: omgc@correo.azc.uam.mx.

RESUMEN

Se presentan resultados, interpretaciones y recomendaciones correspondientes al ensaye de diez trabes acarteladas de concreto reforzado de tamaño casi real, diseñadas para fallar a cortante ante carga estática. Los resultados experimentales muestran que estos elementos presentan un mecanismo resistente a cortante que difiere con el observado en vigas prismáticas, debido a un evidente trabajo de arco propiciado por la geometría de las trabes. Asimismo, se presenta una comparación entre dos métodos analíticos simples que permiten estimar las deflexiones esperadas en estos elementos para las condiciones del primer agrietamiento diagonal y falla por cortante.

SUMMARY

This paper presents the final research results and interpretations about the testing of ten prototype reinforced concrete haunched beams. Beams were designed to present a shear failure under static loading. Results show that these elements have a different behavior with respect to prismatic beams, because haunched beams favor an arching action in the haunched length as a main resisting failure mechanism. In addition, two simple analytical methods to compute deflections in haunched beams at the first diagonal cracking and shear failure are compared in this study.

1 INTRODUCCIÓN

El uso de traveses acartelados de concreto reforzado, TACR, es atractivo como alternativa estructural para el diseño de edificios de dimensiones importantes, ya que proporcionan algunas ventajas sobre las traveses de concreto de sección constante, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes (Tena-Colunga, 1994):

- Aumentar la rigidez lateral.
- Reducir el peso.
- Reducir la altura de entrepiso.
- Disminuir la cantidad de concreto.
- Facilitar la ubicación de las diferentes instalaciones.

La principal desventaja de estos elementos es que su habilitado y cimbrado es más laborioso respecto a las traveses de sección constante.

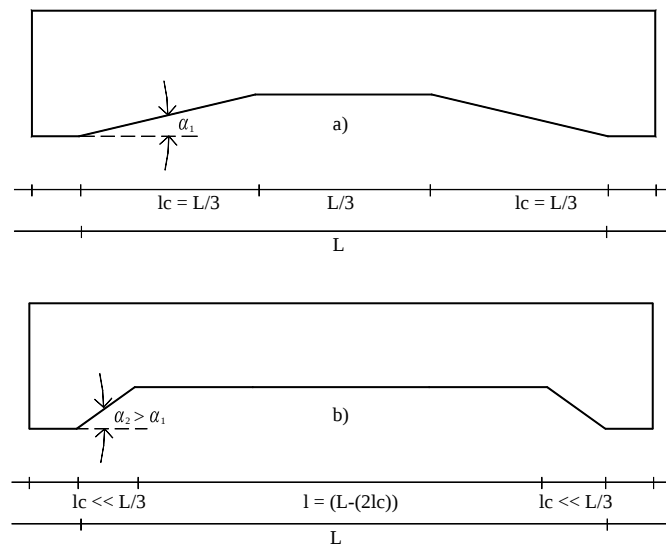


Figura 1 Geometrías propuestas en México para TACR: a) hoy día, b) inicios del siglo XX.

El uso de las TACR en edificios ubicados en las zonas de alto peligro sísmico de la ciudad de México, no es nuevo. De hecho, fueron muy utilizadas desde la primera mitad del siglo pasado. En fechas recientes se han vuelto a proponer estos elementos, los cuales, en cuanto a geometría, poseen algunas variaciones respecto a las utilizadas en la primera mitad del siglo pasado. Básicamente estas diferencias son dos:

1. En los edificios de reciente construcción, se han propuesto traveses en los cuales las cartelas tienen aproximadamente un tercio de la longitud efectiva del claro, situación claramente diferente a las traveses de inicios del siglo pasado, en las cuales la longitud de las cartelas era muy inferior a un tercio del claro.
2. Los ángulos de acartelamiento observados en edificios de reciente construcción, son del orden de cinco a ocho grados. En los edificios de principios del siglo pasado, los ángulos de acartelamiento eran muy superiores a los observados recientemente.

La figura 1 muestra las diferencias geométricas entre ambos tipos de TACR; es evidente que los acartelamientos propuestos en los inicios del siglo pasado, semejan más a unas ménsulas en los extremos de las trabes.



Figura 2 Edificios de reciente construcción ubicados en la ciudad de México que utilizan TACR.

Existen libros especializados que proporcionan ecuaciones teóricas para estimar la contribución del concreto, V_{CR} , en la resistencia a cortante de las TACR. Estas ecuaciones están basadas en los planteamientos clásicos de trabes de sección constante (prismáticas), pero modificados para considerar la variación del peralte efectivo en la longitud de las cartelas (Park y Paulay, 1997; MacGregor, 1997; Nilson, 1999). Estas ecuaciones deben validarse con evidencia experimental, ya que como señala Nilson en su libro *“existe muy poca investigación referente a la resistencia a cortante de vigas con altura variable”* (Nilson, 1999).

La poca evidencia experimental del comportamiento a cortante estático de las TACR con proporciones similares a la de la figura 1-a, se puede resumir en dos trabajos fundamentales: 1) trabes con refuerzo por cortante (Debaiky y El-Niema, 1982) y, 2) trabes sin refuerzo por cortante (MacLeod y Houmsi, 1994). Ambos trabajos concluyen que la geometría de las TACR modifica el comportamiento a cortante respecto del ampliamente reportado en las trabes de sección constante.

Como consecuencia de la escasa información disponible sobre el comportamiento de las TACR, los reglamentos vigentes de diseño de estructuras de concreto más utilizados en México, como son las recientes Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto versión 2004 (NTCC-04), y el reglamento del Instituto Americano del Concreto versión 2002 (ACI-318-02), no proporcionan recomendaciones específicas para diseño de traveses de sección variable. De esta manera, se podría afirmar que el diseño de estos elementos ha dependido fundamentalmente de la experiencia y juicio del calculista estructural.

Ante la evidencia de que las TACR son utilizadas en la práctica mexicana como una solución estructural, y aunado a la escasa información existente para diseñarlas correctamente, se tomó la decisión de desarrollar un programa experimental que permita comprender su comportamiento a flexión y cortante ante cargas estáticas y reversibles, para determinar cuáles son las variables más significativas a considerar en su diseño. Como primera etapa de este proyecto experimental, se decidió iniciar el estudio de su comportamiento a cortante estático, tomando como base los experimentos realizados previamente (Debaiky y El-Niema, 1982; MacLeod y Houmsi, 1994), pero utilizando la geometría y armados observados en los edificios de reciente construcción en la ciudad de México (figura 2). El estudio incluye la comparación de las deflexiones medidas en los experimentos, contra las que se obtienen al utilizar dos métodos elásticos que consideran de manera sencilla la condición agrietada de los elementos.

2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

2.1 Geometría y cargas

La geometría de las TACR se determinó según lo observado en edificios de reciente construcción en la ciudad de México, las cuales concuerdan con las recomendaciones de Méndez (1991) para proporcionar TACR con cartelas lineales. El claro efectivo de las traveses fue $L=2.80$ m, las cartelas se colocaron en los tercios extremos del claro efectivo ($l_c=93.3$ cm). Los ángulos de acartelamiento, α , fueron 0° (prismática), 3.07° , 6.12° , 9.13° y 12.10° . El acartelamiento se obtuvo al variar el peralte total del tercio central de las traveses ($h_{min}=45, 40, 35, 30$ y 25 cm), y manteniendo constante el peralte total de los extremos ($h_{max}=45$ cm). La geometría de todas las traveses es tal que se garantiza la condición de viga esbelta que consideran las NTCC-04 en la sección 2.5.1.1, ya que $L/h_{max}>5.0$. Además, con la finalidad de no magnificar el mecanismo de arco característico en las TACR (Debaiky y El-Niema, 1982; MacLeod y Houmsi, 1994), la relación entre claro de cortante, a , al peralte efectivo máximo fue mayor a 2.50 (Wang y Salmon, 1979). El ancho es constante en todos los especímenes y fue de 22 cm. Las traveses se ensayaron simplemente apoyadas y las cargas monofónicas, V , se aplicaron a 10cm de los vértice que se forma en la intersección de los tramos acartelados con el tramo prismático, hacia el centro del claro (en lo sucesivo vértices). La figura 3 muestra la geometría general de los especímenes de ensaye y la ubicación de las cargas.

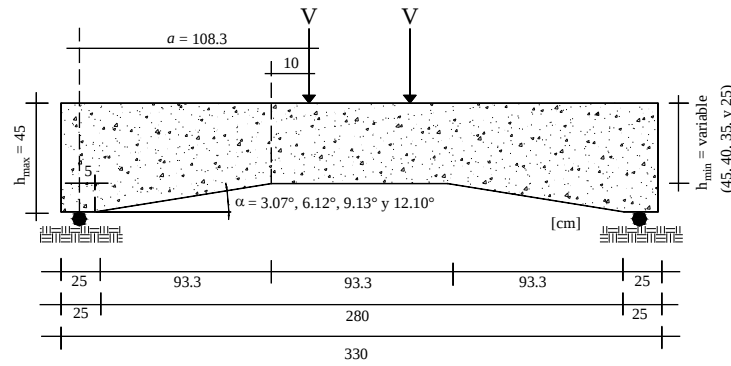


Figura 3 Geometría y cargas de los especímenes de prueba.

2.2 Diseño de los especímenes de prueba

Para cada uno de los cinco acartelamientos se construyeron dos elementos: a) uno sin refuerzo transversal, sólo con cuatro estribos para sujetar el armado longitudinal, y b) otro con un armado mínimo en el claro de cortante, igual al establecido en la sección 2.5.2.2 de las NTCC-04 para traves prismáticas. Las propiedades índice de los materiales fueron, para el concreto, un esfuerzo a compresión $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, y para el acero de refuerzo un esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. La contribución a cortante del concreto, V_{cR} , se calculó según las recomendaciones de la sección 2.5.1.1 de las NTCC-04, para traves de sección constante sin preesfuerzo provistas con una cuantía de acero a tensión mayor o igual a 0.015 ($\rho \geq 0.015$):

$$V_{cR} = 0.5bd\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

donde b es el ancho de las traves, y d el peralte efectivo de la sección. Para cumplir el armado mínimo se colocaron en el claro de cortante estribos de dos ramas del número 2.5 ($\phi=0.79 \text{ cm}$), separados cada 18.5 cm. La contribución del acero de refuerzo transversal, V_{sR} , también se calculó según las recomendaciones de las NTCC-04 (sección 2.5.2.3), para estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_{sR} = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2)$$

donde A_v es el área de la ramas de los estribos, d el peralte efectivo de la sección, y s la separación entre estribos. De esta manera, la resistencia nominal a cortante de las traves es la suma de las contribuciones del concreto y del acero:

$$V_n = V_{cR} + V_{sR} \quad (3)$$

La resistencia nominal a cortante se estimó suponiendo dos peraltes efectivos críticos en la longitud de las cartelas: 1) el que se ubica a una distancia de un peralte total del apoyo, y 2) el peralte mínimo. La figura 4 muestra esquemáticamente los peraltes seleccionados.

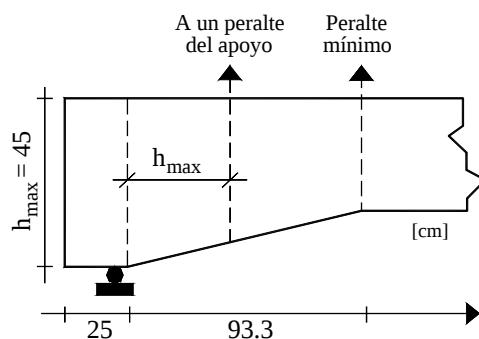


Figura 4 Peraltes seleccionados en el cálculo del cortante nominal.

Una vez calculada la resistencia nominal a cortante de los especímenes, se calcularon las áreas de acero longitudinal para garantizar la falla por cortante. La resistencia a flexión se calculó utilizando el nuevo bloque equivalente de compresión del concreto de las NTCC-04, el cual es similar al del reglamento ACI-318-02. En el cálculo de la resistencia a flexión se utilizó el peralte efectivo del tramo central prismático (d_{min}), ya que allí se presentan las máximas demandas de momento. Con la finalidad de no introducir variables extras, los diez especímenes cuentan con el mismo armado longitudinal. En todos los cálculos se consideró un recubrimiento de 4cm y factores de reducción unitarios, por lo que, como se explicó anteriormente, las resistencias obtenidas fueron nominales y no de diseño. El refuerzo longitudinal propuesto para los especímenes fue de cuatro varillas del número 8 ($\phi=2.54\text{cm}$), en el lecho inferior ($A_s=20.26\text{cm}^2$), y tres varillas del mismo diámetro en el lecho superior ($A_s=15.20\text{cm}^2$). A pesar de las altas cuantías de acero provistas en las trabes, teóricamente cualquier sección de éstas cumple el criterio de sección subreforzada para trabes doblemente armadas (Park y Paulay, 1997). El criptograma de identificación de las trabes es: $TASC\alpha_i-R_j$, donde el contador i indica el ángulo de acartelamiento α : $0=0^\circ$, $1=3.07^\circ$, $2=6.12^\circ$, $3=9.13^\circ$ y $4=12.10^\circ$. El contador j identifica el tipo de refuerzo transversal por cortante: $j=0$ indica ausencia de refuerzo transversal, y $j=1$ es para los elementos con el refuerzo mínimo. El armado de cada uno de los especímenes de ensaye se condensa en la tabla 1; dicha tabla se complementa con los armados mostrados en las figuras 5, 6 y 7.

Tabla 1 Tipificación de los armados de los especímenes de prueba.						
Trabe	α	Refuerzo flexión		Refuerzo cortante		
		Superior	Inferior	Cartelas	Centro	Vértice
TASC α 0-R0	0°	3#8	4#8	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 1-R0	3.07°	"	"	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 2-R0	6.12°	"	"	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 3-R0	9.13°	"	"	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 4-R0	12.10°	"	"	1E#2.5 (armado)	1E#2.5 (armado)	-
TASC α 0-R1	0°	"	"	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 18.5 cm
TASC α 1-R1	3.07°	"	"	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 18.5 cm
TASC α 2-R1	6.12°	"	"	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 14 cm
TASC α 3-R1	9.13°	"	"	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 @ 18.5 cm	3E#2.5 @ 7.5 cm
TASC α 4-R1	12.10°	"	"	7E#2.5 @ 18.5 cm	1E#2.5 (armado)	3E#2.5 @ 4.5 cm

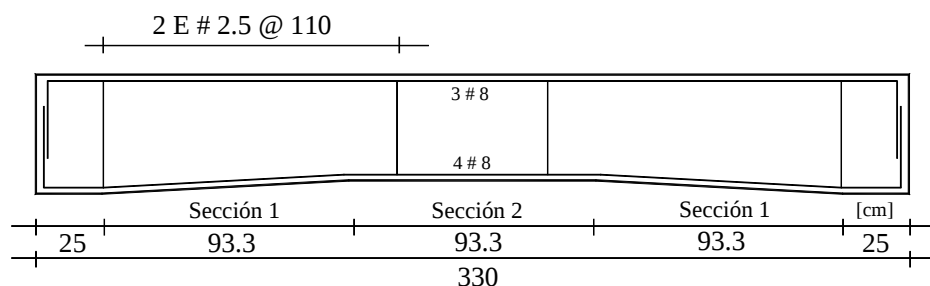


Figura 5 Armado del elemento TASC α 1-R0. $\alpha=3.07^\circ$.

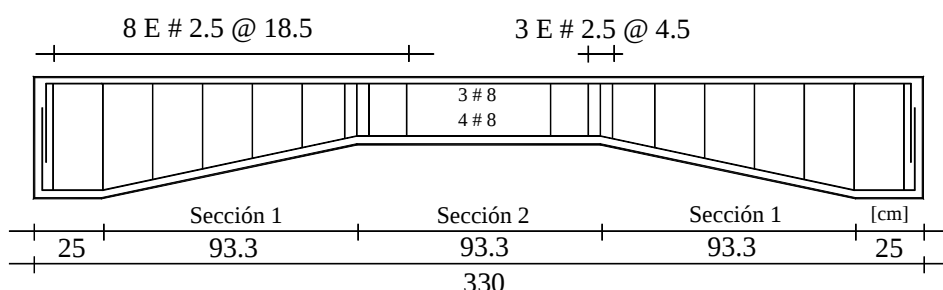


Figura 6 Armado del elemento TASC α 4-R1. $\alpha=12.10^\circ$.

A los especímenes con refuerzo transversal se les colocó un refuerzo adicional en la zona del vértice, con la finalidad de evitar una falla local debida a la fuerza vertical originada por el cambio brusco de dirección del acero longitudinal inferior (Park y Paulay, 1997). Este detallado se puede proponer de muchas maneras, en este caso se supuso que la fuerza vertical está asociada a la fluencia del refuerzo inclinado, y que ésta se concentra en el vértice. De esta manera, se colocó un estribo a cada lado del estribo de vértice, a una separación s_{cd} , calculada según la ecuación 2 (figura 8).

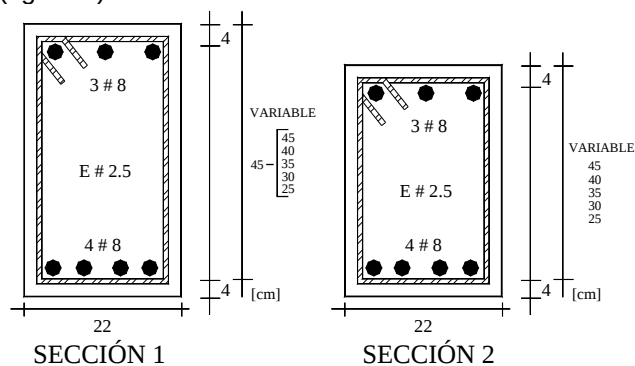


Figura 7 Secciones transversales típicas.

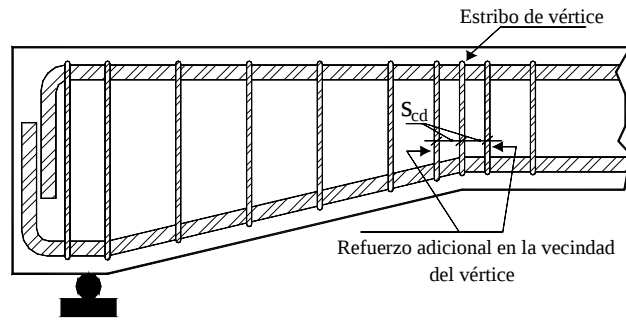


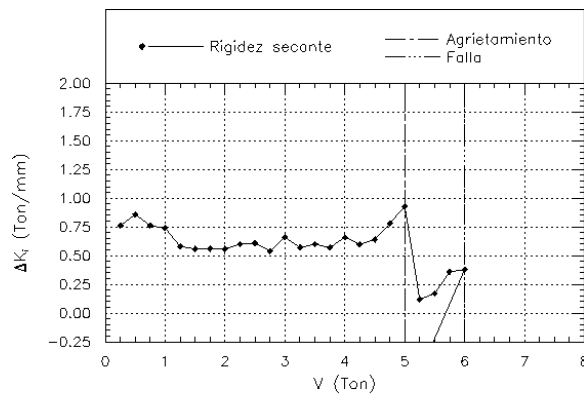
Figura 8 Refuerzo en la vecindad del vértice en los elementos reforzados por corte.

Los elementos se instrumentaron internamente con deformímetros eléctricos (*strain gages*), de tal manera que se pudiera cuantificar la tensión y compresión del acero longitudinal en la longitud acartelada, así como la contribución del acero de refuerzo transversal de los elementos correspondientes. La instrumentación externa solamente se diseñó para medir la deflexión vertical en ambos vértices y en el centro del claro.

3 RESULTADOS EXPERIMENTALES

Se identificaron durante los ensayos tres cortantes característicos: 1) el que produjo el primer agrietamiento diagonal, V_{agr} , 2) el cortante de falla, V_u , y 3) el cortante asociado al colapso, V_{clps} . Los cortantes asociados al primer agrietamiento y falla se verificaron analíticamente mediante el cambio de rigidez secante (ΔK) de la curva cortante aplicado contra desplazamiento al centro del claro, entre cada incremento de cortante i , según la ecuación 4. En la figura 9 se muestra la gráfica ΔK_i contra el cortante aplicado V , para el elemento TASC α 2-R0. La razón por la cual el cortante de colapso no se identificó como el cortante de falla, es que para ese estado de carga, el patrón de daño no corresponde al de un estado límite de falla (figura 10), si no que más bien, lo que se pretendió determinar fue la capacidad remanente de carga y/o deformación de las TACR, por lo que una vez alcanzada la falla, se aplicó de nuevo la carga a hasta el colapso de los especímenes.

$$\Delta K_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad i \geq 1 \quad (4)$$



Variación de rigidez secante en la trabe TASC α 2-R0

Figura 9 Comprobación analítica de los cortantes del primer agrietamiento y falla.

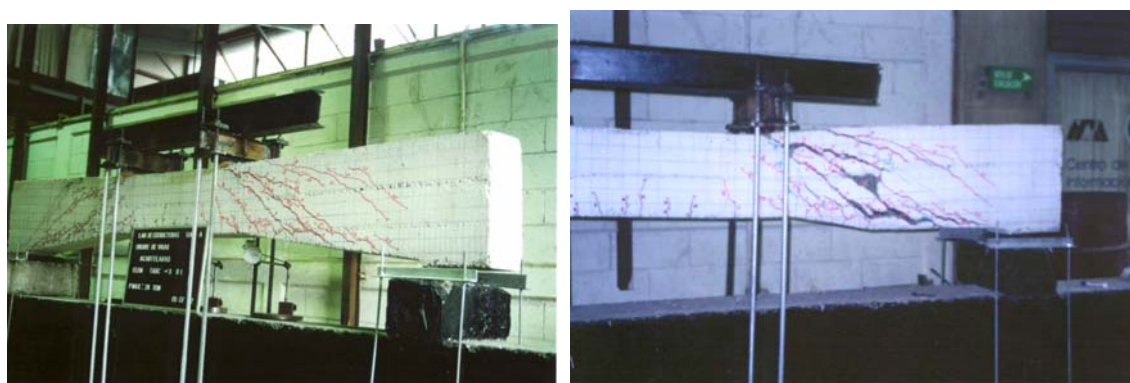


Figura 10 Tipificación del daño en las TACR: a) cortante último, y b) colapso. Elemento TASC α 3-R1. $\alpha=9.13^\circ$.

En la figura 11 se muestran las gráficas $V-\delta$ para los elementos TASC α 2-R0 y TASC α 3-R1. En estas gráficas se observa que se presentó un comportamiento lineal en las TACR hasta el instante del primer agrietamiento diagonal. De la figura 11 también es evidente que las TACR poseen una notoria capacidad de deformación sosteniendo la carga de falla, situación claramente distinta a las traveses prismáticas, donde una vez ocurrida la grieta diagonal de falla, la trabe pierde toda capacidad de sostener la carga.

3.1 Agrietamiento

El agrietamiento presentado en las TACR confirmó el mecanismo de arco reportado por Debaiky y El-Niema (1982) y MacLeod y Houmsi (1994). Este mecanismo se manifestó por la presencia, en cada cartela, de puntales inclinados de compresión (figura 12). Los puntales tienden a formarse entre el punto de aplicación de la carga y la longitud media de las cartelas. Obviamente, la demanda fue mayor en los puntales de las traveses con refuerzo por cortante, tal y como se observa en la figura 12-b, donde la reacción del puntal deformó considerablemente la geometría inicial de la trabe. Además, sin importar la presencia de los estribos, se presentó siempre más de una grieta diagonal de importancia y el agrietamiento se distribuyó en casi todo el claro de cortante.

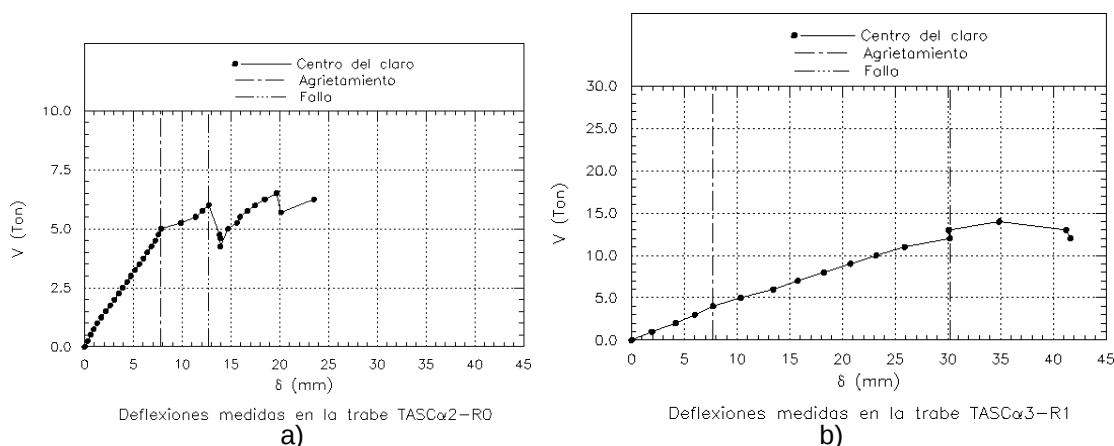


Figura 11 Curvas típicas $V-\delta$: a) sin estribos ($\alpha=6.12^\circ$), y b) con estribos ($\alpha=9.13^\circ$).

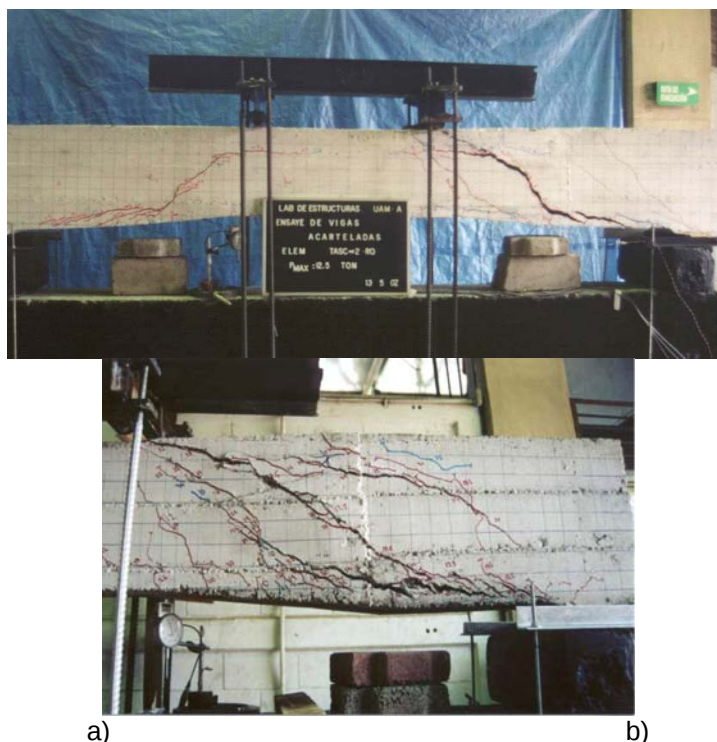


Figura 12 Daño presentado en las TACR: a) elemento TASC α 2-R0 ($\alpha=6.12^\circ$), y b) Elemento TASC α 2-R1 ($\alpha=6.12^\circ$).

Con base en el patrón de agrietamiento observado, se concluyó que el detallado en el vértice de las trabes con refuerzo por corte fue adecuado, ya que el agrietamiento no se propagó hacia el centro de la trabe, como fue el caso de las trabes sin refuerzo transversal. Asimismo, en ningún elemento de la serie R1 se presentó una falla local en el vértice.

3.2 Resistencia a cortante

La tabla 2 compara la resistencia a cortante experimental, V_u , contra la resistencia nominal, V_n , calculada a partir de las resistencia medida del concreto en cada trabe y del acero de refuerzo transversal (4592 kg/cm^2). La comparación se realiza para los dos peraltes seleccionados en la etapa de diseño. También se indica el cortante del primer agrietamiento diagonal, V_{agr} . La resistencia del concreto es la que corresponde a cilindros de control ensayados en un margen de más o menos dos días del ensaye de la trabe correspondiente.

De la tabla 2 se observa que en los elementos sin refuerzo transversal (R0), se obtuvieron mejores predicciones con el peralte mínimo que con el otro criterio. En el caso de los elementos con refuerzo transversal (R1), se observa una tendencia dividida, ya que en los elementos TASC α 1-R1 (3.07°) y TASC α 2-R1 (6.12°) el peralte mínimo proporcionó la mejor estimación, mientras que para los elementos TASC α 3-R1 (9.13°) y TASC α 4-R1 (12.10°), el peralte ubicado a un peralte total del apoyo proporcionó las mejores predicciones. Un aspecto de suma importancia es que al diseñar por cortante las TACR bajo la óptica de un diseño por secciones, el utilizar el peralte mínimo no necesariamente proporciona un criterio conservador, ya que, como se detallará más adelante, se requiere considerar la fuerza vertical que introduce el refuerzo longitudinal inclinado.

De la misma tabla 2, es evidente que la resistencia última a cortante es función del ángulo de acartelamiento, ya que al aumentar el ángulo de las cartelas, el volumen de concreto disminuye, lo que implica que la resistencia a cortante también disminuya. En promedio las TACR exhibieron un 60% de la resistencia a cortante de las traveses prismáticas de referencia.

Tabla 2. Comparación entre los cortantes experimentalmente y nominales.						
Elemento	α	f'_c (kg/cm ²)	EXPERIMENTALES (ton)		NOMINALES (ton)	
			V_{agr}	V_u	A un peralte total del apoyo	Peralte mínimo
TASCα0-R0	0°	334	4.50	7.50	8.24	8.24
TASCα1-R0	3.07°	321	5.75	6.75	7.60	7.10
TASCα2-R0	6.12°	295	5.00	6.00	6.83	5.86
TASCα3-R0	9.13°	236	2.75	3.75	5.71	4.40
TASCα4-R0	12.10°	281	2.50	3.00	5.78	3.87
TASCα0-R1	0°	315	7.00	25	17.98	17.98
TASCα1-R1	3.07°	269	11.00	20	16.34	15.25
TASCα2-R1	6.12°	292	8.75	17	15.60	13.37
TASCα3-R1	9.13°	288	4.00	12	14.51	11.18
TASCα4-R1	12.10°	212	4.00	8	12.64	8.47

3.3 Capacidad de deformación

Aunque las TACR presentaron resistencias últimas a cortante inferiores a las traveses prismáticas de referencia, las traveses de sección variable presentaron una mayor capacidad de deformación (en promedio un 35% mayor), en la carga última, lo cual ya había sido reportado de manera cualitativa por MacLeod y Houmsi, (1994). Este aumento se relaciona principalmente con la capacidad de redistribuir el agrietamiento en la longitud acartelada (figuras 10 y 12), más que en la reducción de la inercia en la zona acartelada. La mejor distribución del agrietamiento permitió que el cortante último no ocurriera ante la aparición de la primera grieta diagonal importante, como sucedió con las traveses de sección constante. Sin duda este comportamiento es benéfico, ya que según se constató en los ensayos, las TACR presentan fallas por cortante marcadamente menos súbitas, en comparación con las traveses prismáticas.

La figura 13 muestra el comportamiento de las TACR para un mismo ángulo de acartelamiento con y sin estribos. Como era de esperarse, se observa una respuesta similar hasta el primer agrietamiento diagonal de las traveses sin refuerzo transversal, y un notorio aumento en la capacidad de deformación total en las traveses con refuerzo transversal.

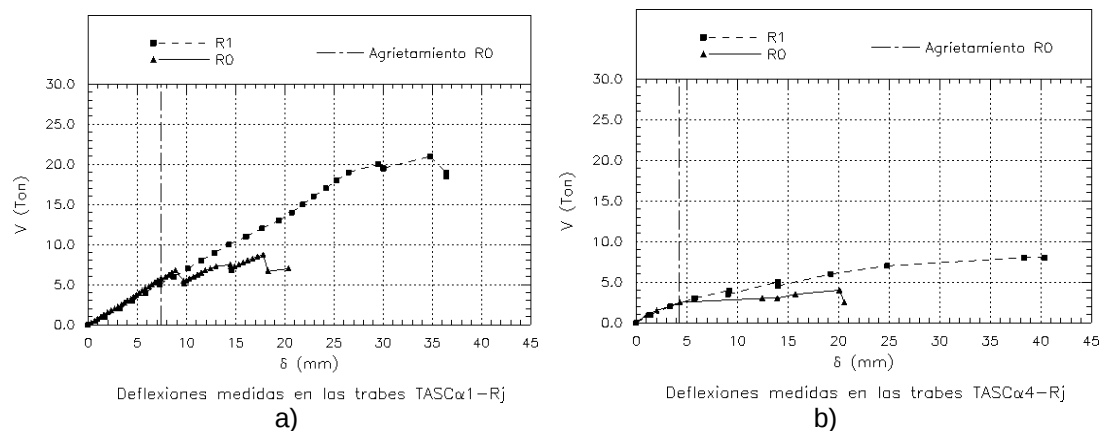


Figura 13 Comparación de la respuesta en TACR: a) sin estribos ($\alpha=3.07^\circ$), y b) con estribos ($\alpha=12.10^\circ$).

3.4 Refuerzo longitudinal

Las lecturas de los deformímetros eléctricos colocados en el acero longitudinal inclinado (tensión), mostraron que las deformaciones asociadas a la falla en los especímenes sin refuerzo transversal, fueron mucho menores a la deformación de fluencia, ya que se observó en promedio un 10% de ésta, según los ensayos a tensión de las probetas de control.

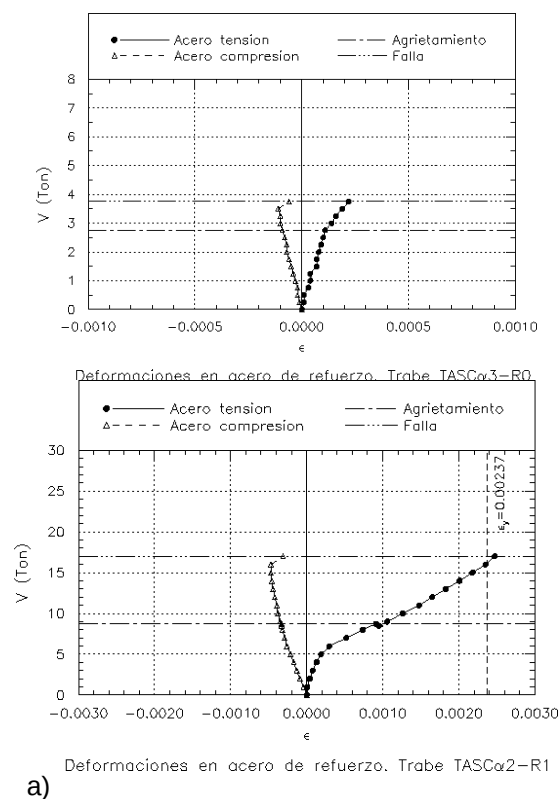


Figura 14 Comportamiento típico del acero longitudinal en las TACR: a) sin estribos, y b) con estribos.

Por otra parte, las deformaciones en las trabes con refuerzo transversal mostraron dos tendencias marcadas: 1) deformaciones del orden del 70% de la fluencia en la trabe prismática y en la de menor acartelamiento ($\alpha=3.07^\circ$), y 2) deformaciones iguales o mayores a la fluencia

en los especímenes restantes. Por otra parte, en ningún caso se observaron deformaciones significativas del acero en compresión. En la figura 14 se muestra el comportamiento típico observado en el acero longitudinal de las TACR.

3.5 Refuerzo transversal

El trabajo desarrollado por el refuerzo transversal de los elementos R1 se cuantificó con las deformaciones medidas al cortante de falla en los estribos de una sola de las cartelas. En el elemento TASC α 4-R1 se instrumentaron todos los estribos de la longitud acartelada, y en los elementos restantes, solamente se monitorearon los estribos ubicados en el vértice y cerca de la longitud media de la cartela (figura 15).

La figura 16 muestra las deformaciones medidas en los estribos de los elementos mostrados en la figura 15. A partir de las mediciones, y del hecho que en algunos elementos la falla no ocurrió en el lado donde se colocó la instrumentación, se generalizan algunas tendencias observadas en el refuerzo transversal de las TACR:

1. Los estribos ubicados en el vértice presentaron demandas de deformación superiores a la fluencia. Sin lugar a dudas este comportamiento se asocia a la fuerza vertical que introduce el quiebre del acero longitudinal.
2. Los estribos más demandados son aquellos que se encuentran ubicados entre la longitud media de las cartelas y el vértice. Esto es congruente con la concentración del daño en esta zona a causa de los puntales de compresión.
3. En promedio se observó un 95% de la fluencia en todos los estribos que fueron cruzados por grietas diagonales importantes o en una zona de concentración de agrietamiento.

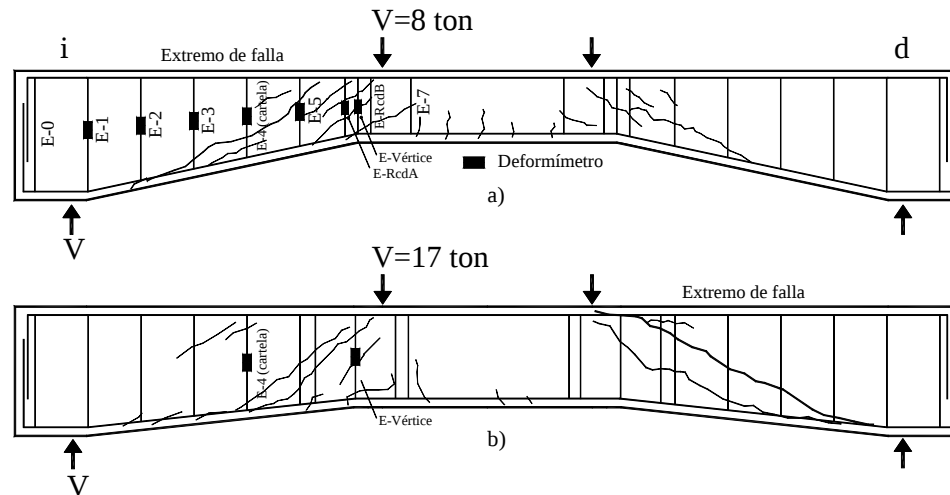


Figura 15 Estribos cruzados por el agrietamiento en el cortante último. a) TASC α 4-R1, y b) TASC α 2-R1

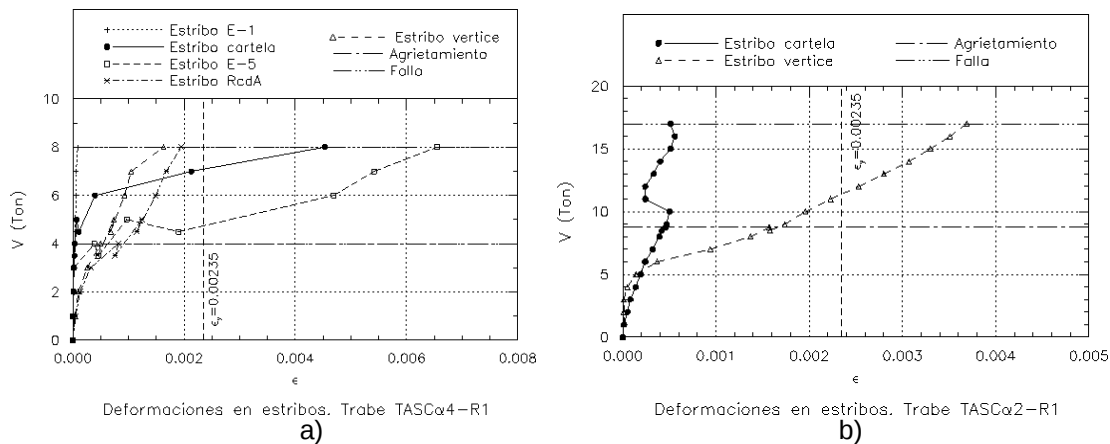


Figura 16 Comportamiento del acero transversal en las TACR: a) $\alpha=12.10^\circ$, y b) $\alpha=6.12^\circ$

4 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Se calcularon las deflexiones al centro del claro asociadas a los cortantes del primer agrietamiento diagonal y falla de los elementos, las cuales se compararon contra las obtenidas con dos métodos analíticos. Los métodos analíticos fueron: 1) el propuesto por Tena-Colunga (1996) que utiliza elementos viga-columna de sección variable según la teoría elástica de Bernoulli-Euler, y 2) utilizando elementos finitos elásticos lineales tipo placa, los cuales, mediante una correcta discretización del mallado incluyen directamente la variación del eje neutro y por consiguiente el acoplamiento entre los elementos mecánicos (El-Mezaini *et al.*, 1991; Balkaya, 2001). Asimismo, se modeló de manera indirecta la condición agrietada según las limitaciones de cada método. La comparación se limita al cálculo de deflexiones, las diferencias que pueden obtenerse en el cálculo de elementos mecánicos en vigas aisladas y en marcos de concreto reforzado, se discuten en Tena (2003).

4.1 Modelado con elementos viga-columna de sección variable

Se utilizó el modelo mostrado en la figura 17. La condición del primer agrietamiento diagonal se modeló utilizando el módulo de elasticidad del concreto medido en los cilindros de control (E_c) y la inercia gruesa; asimismo, se utilizó un módulo de Poisson $\nu=0.20$. Además, se realizaron análisis considerando y sin considerar la inclinación del eje neutro en los tramos acartelados, el cual se define con el ángulo ϕ de la figura 17.

Para considerar la condición agrietada, se realizó una reducción de la rigidez a flexión ($E_c I_g$). Esta reducción se hizo multiplicando la rigidez a flexión por un factor de reducción de agrietamiento, R_{agr} (ecuación 5).

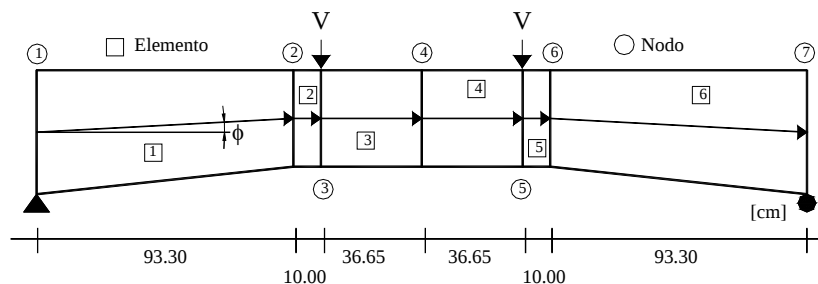


Figura 17 Modelo utilizado para el análisis de las TACR con elementos viga-columna

$$R_{agr} = \frac{I_{agr}}{I_T} \quad (5)$$

El factor de reducción por agrietamiento se calculó dividiendo la inercia de la sección transformada-agrietada, I_{agr} , entre la inercia de la sección transformada de la sección total, I_T , en lugar de dividirla entre la inercia de la sección gruesa, I_g , como lo han recomendado algunos autores (Paulay y Priestley, 1992) y los reglamentos de más uso en México (NTCC-04; ACI-318-02). Se utilizó esta forma de reducción, ya que, en este caso, se emplearon secciones fuertemente armadas por flexión, lo cual obviamente proporciona altas inercias transformadas, condición claramente distinta que al emplear cuantías típicas por flexión, como en las que se basan las recomendaciones de Paulay y Priestley y los reglamentos de referencia. Cabe mencionar que para secciones típicas por flexión, la ecuación 5 proporciona reducciones similares a las recomendadas por los autores y reglamentos mencionados, teniendo como ventaja el significado físico de dividir secciones con inercias transformadas, y no una sección transformada entre una gruesa. La figura 18 muestra las secciones que representan las secciones comentadas en este párrafo.

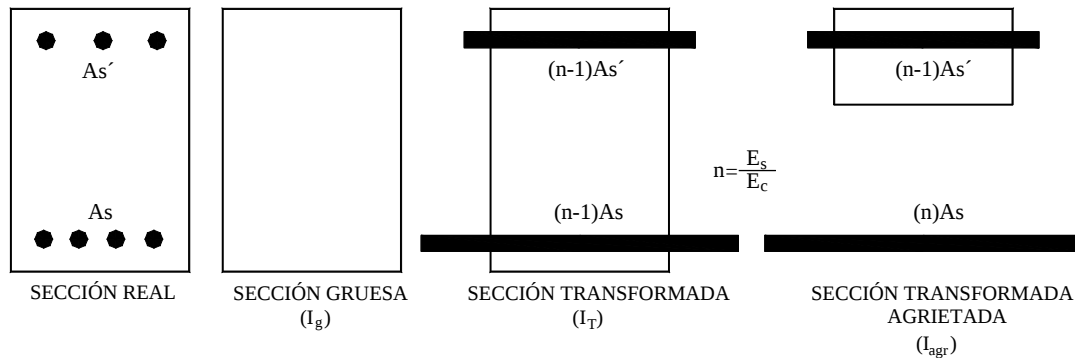


Figura 18 Diferentes idealizaciones para una sección de concreto reforzado

El factor R_{agr} se calculó para el mayor peralte total de las cartelas, ya que al ser el refuerzo constante en toda la longitud, es en esa sección donde se obtienen las menores cuantías de acero y por consecuencia las mayores reducciones. Los análisis se realizaron reduciendo por el mismo factor toda la longitud de los modelos.

Los resultados obtenidos demuestran que, al menos para el cálculo de deflexiones, no tiene una importancia significativa tomar en cuenta la inclinación del eje neutro de las cartelas, por lo que es posible ahorrarse el cálculo de rotación de matrices para este fin.

4.2 Modelado con elementos finitos

Se construyeron mallas de elementos finitos (figura 19), las cuales fueron representativas de cada geometría. La malla corresponde a la distribución de la cuadrícula dibujada en los especímenes y que sirvieron para ubicar el agrietamiento progresivo durante los experimentos. Para modelar la condición no agrietada se utilizaron las mismas propiedades del concreto empleadas en el modelado con elementos viga-columna de sección variable.

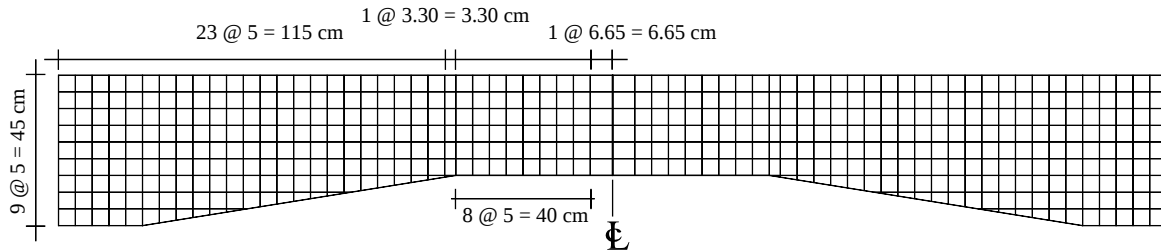


Figura 19 Mallado típico para el modelado de elementos finitos ($\alpha=9.13^\circ$)

La condición agrietada de los elementos se realizó disminuyendo significativamente el módulo de elasticidad de los elementos de la malla que fueron cruzados por el agrietamiento, de esta manera, se obtuvieron modelos con “agrietamiento localizado”. Esta técnica, también llamada “agrietamiento de módulos”, ya ha sido empleada para determinar el efecto del agrietamiento en elementos estructurales construidos con materiales pétreos, tal es el caso de la mampostería (Tena-Colunga y Abrams, 1990; Meli, 1998).

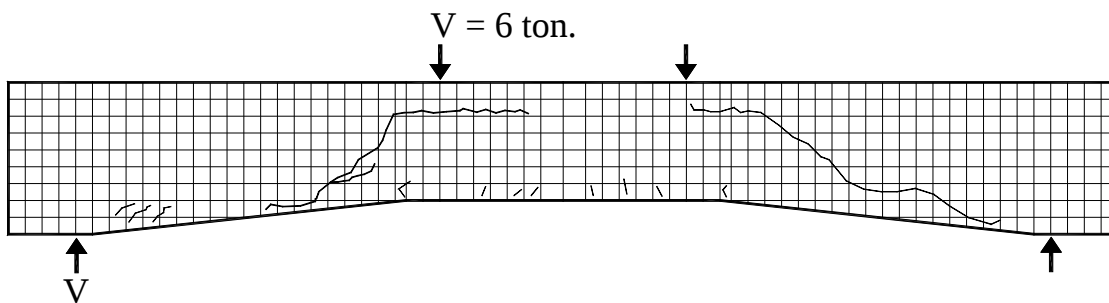


Figura 20 Agrietamiento localizado en la trabe TASC α 2-R0 ($\alpha=6.12^\circ$)

Los porcentajes asignados a los elementos agrietados fueron del 1%, 3% y 5% de E_c . Vale la pena mencionar que si se introduce un módulo de rigidez nulo en los elementos agrietados, se puede crear una condición de singularidad en la matriz de rigidez, sobre todo cuando los patrones de agrietamiento son muy extendidos. La figura 20 muestra el agrietamiento al cortante de falla en el elemento TASC α 2-R0. Los resultados obtenidos mostraron que es suficientemente representativo asignar un 5% de rigidez remanente a todos los elementos agrietados.

4.3 Comparación de métodos

Las deflexiones calculadas con los dos métodos explicados anteriormente, se compararon contra las curvas secantes $V-\delta$ para los estados del primer agrietamiento diagonal y falla obtenidos experimentalmente. Los resultados muestran que ambos métodos tienen la misma capacidad de predicción, la cual tiende a mejorar conforme aumenta el ángulo de acartelamiento, siendo más notoria esta tendencia en las traves con refuerzo transversal modeladas con elementos finitos (figura 21). Es evidente que ambos modelados subestimaron las deflexiones experimentales, pronosticando en promedio sólo el 60% de las deflexiones medidas.

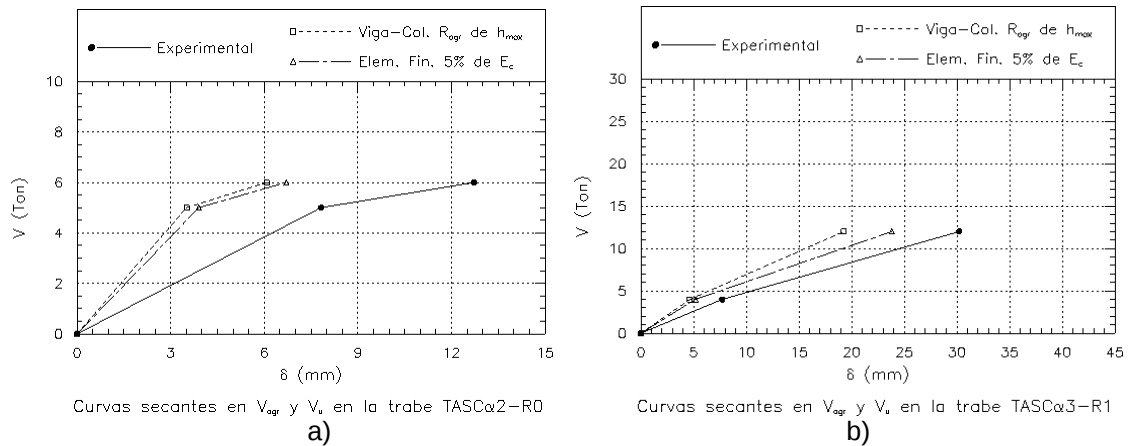


Figura 21 Comportamiento típico en las predicciones analíticas de la deflexión al centro del claro en las TACR: a) elementos sin refuerzo transversal, y b) con refuerzo transversal

Aunque el modelado no lineal con ambos métodos presenta varias limitaciones, tales como ignorar la presencia del acero longitudinal y, sobre todo, el deslizamiento de las barras y apertura de grietas, la mayor discrepancia entre los valores analíticos contra los obtenidos experimentalmente se asocia en parte a las incertidumbres en la estimación de las propiedades elásticas iniciales (E_c y ν), y a una incompatibilidad entre el modo de falla a cortante y la teoría elástica para deformaciones pequeñas, en la cual se basan los métodos utilizados. El modo de falla observado pudiera tener mejor sustento bajo la óptica de la Teoría de Puntales y Tensores; sin embargo, no debe esperarse necesariamente una mejor predicción de las deflexiones en las TACR con un modelo de armadura que tome en cuenta el agrietamiento de los puntales de compresión, según se recomienda en el Apéndice A del reglamento del ACI-318-02, ya que también tendría limitantes similares a la observada con los elementos viga-columna y elementos finitos, sobre todo si se utiliza una teoría basada en deformaciones pequeñas. Una mejor aproximación en cuanto a la estimación de las deflexiones con fallas tan abruptas, como las de corte, tendría más sustento con formulaciones analíticas más complejas, utilizando elementos finitos no lineales, donde se consideren modelos con agrietamiento distribuido (*smeared-crack models*), o se discreticen los agrietamientos como discontinuidades con base en las teorías de la mecánica de fracturas.

5 RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS TACR

La resistencia nominal a cortante (V_n) se determinó según el enfoque tradicional, en el cual, la resistencia a cortante de una sección es la suma de las contribuciones del concreto, V_{cR} y del acero de refuerzo transversal, V_{sR} (ecuación 6). Este enfoque, aunque criticado, aún prevalece en la mayoría de los reglamentos del mundo debido a que representa una metodología sencilla que proporciona diseños seguros, aunque no explica de manera satisfactoria las observaciones experimentales.

$$V_n = V_{cR} + V_{sR} \quad (6)$$

El cálculo de V_n se realizó al cortante de falla mediante el diagrama de cuerpo libre (DCL), mostrado en la figura 22. Del DCL es obvio que el acero longitudinal inclinado introduce una fuerza vertical que no debe ignorarse en el mecanismo resistente a cortante.

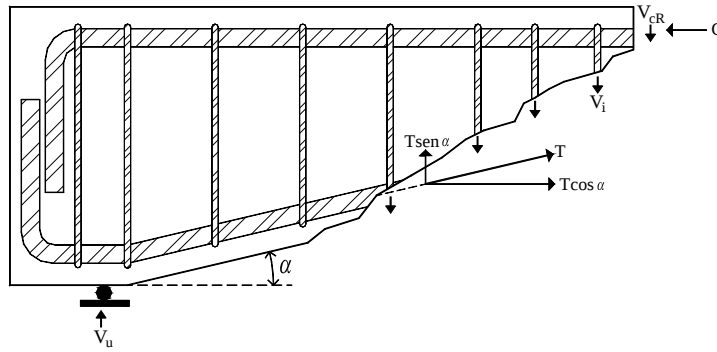


Figura 22 Diagrama de cuerpo libre a la falla de las TACR

5.1 Contribución del concreto

A partir del DCL de la figura 22 es posible determinar la contribución del concreto en la resistencia a cortante:

$$V_{cR} = V_u + T \sin \alpha - \sum V_i \quad (7)$$

donde V_u es el cortante aplicado en la condición de falla, T es la fuerza de tensión en el acero longitudinal inclinado, $\sum V_i$ es la fuerza de tensión de los estribos cruzados por el agrietamiento, y α es el ángulo de acartelamiento.

Debido a que la contribución del concreto se determinó con los elementos sin refuerzo transversal, el término $\sum V_i = 0$ de la ecuación 7 es nulo. Por otra parte, el término V_{cR} , propiamente debería representar solamente la contribución a cortante del bloque no agrietado en compresión, pero es práctica común suponer que en este término se incluyan las aportaciones de los mecanismos de dovela y trabazón del agregado (Nilson, 1999).

La figura 23 muestra el comportamiento de V_{cR} en la historia de carga de las trabes sin refuerzo transversal. Se observa claramente que la contribución del concreto en cada trabe tiende a ser más importante al aumentar el ángulo de acartelamiento, en especial una vez ocurrido el primer agrietamiento diagonal. Bajo la óptica del diseño por secciones, este comportamiento se asocia a la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado, la cuál, para una misma fuerza de tensión, es mayor al aumentar el acartelamiento, lo que obliga al concreto a mantener el equilibrio hasta la falla del elemento.

Se realizó una regresión lineal con los valores calculados de V_{cR} al cortante de falla normalizándolos por el factor $\sqrt{f'_c} b d_{min}$, contra la tangente del ángulo de acartelamiento. Se seleccionó el peralte efectivo mínimo, debido a que como se mostró en la tabla 2, con este peralte se obtuvieron las mejores estimaciones de la resistencia a cortante en las trabes sin refuerzo transversal. La figura 24 muestra esta regresión.

La contribución del concreto en las TACR se puede escribir de la siguiente manera:

$$V_{cRTA} = 0.5 \sqrt{f'_c} b d_{crit} \quad (8)$$

donde d_{crit} es el peralte crítico a cortante, el cual se determina con la ecuación 9:

$$d_{crit} = d_{min} [1 + 1.37 \tan \alpha] \leq \left[\left(\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right) - r \right] \quad (9)$$

donde h_{max} , h_{min} , α y d_{min} ya se han definido anteriormente, l_c es la longitud de la cartela y r el recubrimiento del lecho de tensión.

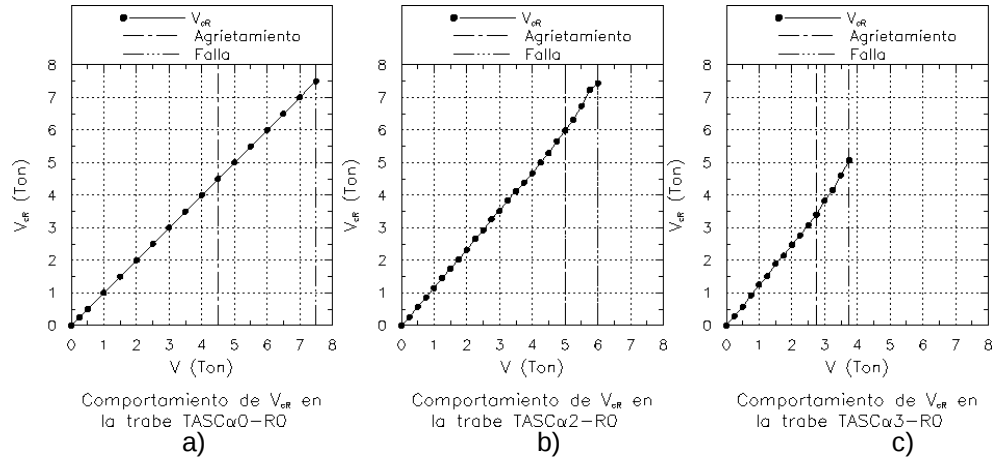


Figura 23 Comportamiento de V_{cr} según el ángulo de acartelamiento: a) $\alpha=0^\circ$, b) $\alpha=6.12^\circ$, y c) $\alpha=9.13^\circ$

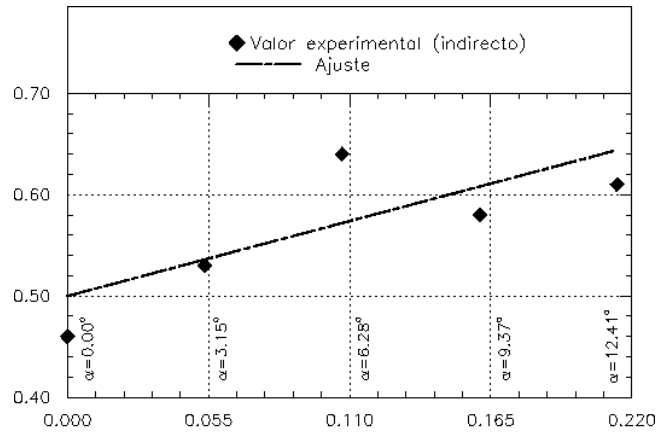


Figura 24 Contribución del concreto en las TACR

La contribución del concreto calculada con las ecuaciones 8 y 9, tiene buena correspondencia con los involucrados en propuestas anteriores (Debaiky y El-Niema, 1982; MacLeod y Houmsi, 1994). La cota superior impuesta al peralte crítico tiene la finalidad de asegurar que éste mantenga su significado físico, y evitar que numéricamente sea mayor que el peralte efectivo del apoyo, tal y como podría ocurrir con la propuesta de MacLeod y Houmsi.

5.2 Contribución del acero transversal

La contribución a cortante del acero de refuerzo transversal, V_{sR} , se determinó al suponer que los n estribos cruzados por todo el agrietamiento, en la cartela donde ocurrió la falla, desarrollaron el esfuerzo de fluencia, es decir:

$$V_{sR} = nA_v f_y \quad (10)$$

En el cálculo de V_{sR} se consideraron todos los estribos cruzados por el agrietamiento, a excepción de los estribos ubicados a cada lado del estribo de vértice, ya que se supuso que éstos eran solamente parte del detallado, y controlan exclusivamente la fuerza vertical del acero longitudinal inclinado.

Una manera de comprobar los valores obtenidos de V_{sR} , es compararlo con el término ΣV_i de la ecuación 7. Lo anterior es posible ya que la contribución del concreto se puede conocer de las ecuaciones 8 y 9, así como la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado se puede estimar de la instrumentación interna. La comparación entre estos dos valores se realizó con el parámetro η :

$$\eta = \frac{\Sigma V_i}{V_{sR}} \quad (11)$$

La evaluación de η mostró que es adecuado suponer que los estribos cruzados por todo el agrietamiento experimentan un esfuerzo de fluencia, ya que η en promedio tuvo un valor de 0.97 con un coeficiente de variación del 24%.

La evidencia experimental demostró que el estimar la contribución del acero de refuerzo transversal en las TACR como si se tratase de trabes de sección constante, es decir, suponiendo un agrietamiento de 45° en una proyección de un peralte del apoyo, no es adecuado, tal y como lo recomiendan Debaiky y El-Niema (1982). Una manera más realista de considerar la contribución de los estribos en la resistencia a cortante, es cuantificando el número de estribos, n , espaciados cierta distancia s , dentro de la porción de la longitud acartelada l_c en la que se extiende todo el agrietamiento (ecuación 12). El lector interesado puede comprobar que en los elementos probados por Debaiky y El-Niema, con geometría similar a los comentados en el presente trabajo, se obtuvieron agrietamientos extendidos como los mostrados en las figuras 10, 12 y 15.

$$V_{sRTA} = \gamma \frac{A_v f_y l_c}{s} \quad (12)$$

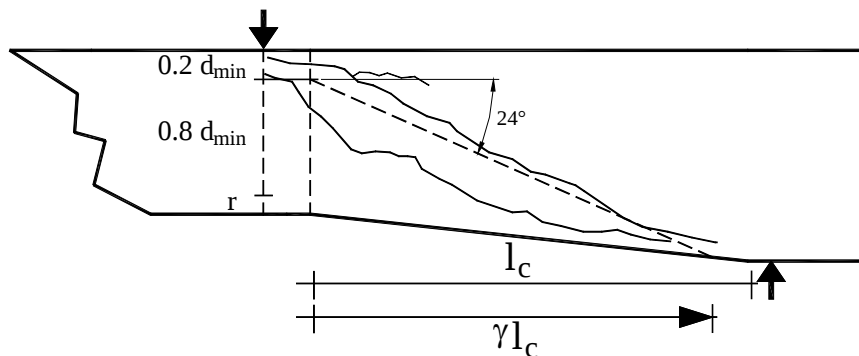


Figura 25 Extensión del agrietamiento diagonal en las cartelas

Se determinó que el agrietamiento se extiende aproximadamente en un 85% de la longitud de las cartelas ($\gamma=0.85$). Considerando esta extensión del agrietamiento y una profundidad del bloque de compresión del 20% del peralte mínimo, razonablemente observada en los experimentos, se puede obtener un "agrietamiento diagonal equivalente" de aproximadamente 24° (figura 25).

6 METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS TACR

Con base en los resultados experimentales, se propone la ecuación 13 para calcular la resistencia nominal a cortante de las TACR:

$$V_{nTA} = V_{cRTA} + V_{sRTA} - \beta A_s f_y \text{ seno } \alpha \quad (13)$$

La contribución del concreto, V_{cRTA} , se calcula con las ecuaciones 8 y 9, mientras que la contribución del acero de refuerzo transversal, V_{sRTA} , con la ecuación 12, donde $\gamma=0.85$. El tercer término de la ecuación 13 representa la fuerza vertical que introduce el acero longitudinal inclinado ($T=A_s f_y$), el factor β indica el nivel de fluencia que desarrolla dicho armado, y para el cual se recomiendan los siguientes valores:

$$\beta = \begin{cases} 0.1 & \text{Trabes sin refuerzo transversal} \\ 1.0 & \text{Trabes con refuerzo transversal} \end{cases} \quad (14)$$

6.1 Evaluación y comparación de la metodología propuesta

Se comparó la resistencia a cortante de las TACR estimada con la ecuación 13 contra la propuesta de Debaiky y El-Niema (1982). Se utilizaron los resultados experimentales de dos grupos de elementos: 1) el que corresponde a las trabes con refuerzo transversal del presente trabajo, y 2) las trabes que poseen una geometría similar a las de este trabajo, ensayadas por Debaiky y El-Niema (1982). La tabla 3 muestra los resultados obtenidos.

Según los resultados mostrados en la tabla 3, se observa que de manera general no existen diferencias significativas entre ambos métodos para el cálculo del cortante resistente. Pero un desglose de las fuerzas involucradas en el mecanismo resistente (figura 26), demuestra que sí existen diferencias entre las dos propuestas, principalmente en la contribución del acero de refuerzo transversal y en la fuerza que introduce el acero longitudinal inclinado. En párrafos anteriores se explicó como Debaiky y El-Niema consideraron la contribución de los estribos, la cual no tiene una explicación satisfactoria a partir de la evidencia experimental. Respecto a la fuerza que introduce el acero longitudinal inclinado, existe poca transparencia en la forma en que la estimaron Debaiky y El-Niema, ya que en un principio sostienen que efectivamente se trata de dicha fuerza vertical, pero al final de su publicación mencionan que se trata de la contribución del mecanismo de dovela del mismo acero. A juzgar por estos resultados, es evidente que aún falta mucho por hacer para entender el comportamiento a cortante de las TACR.

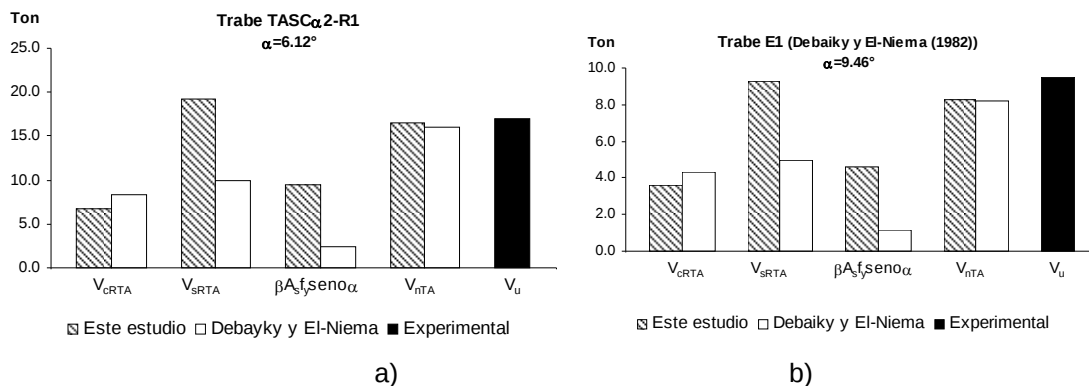


Figura 26 Comparación detallada entre dos métodos que estiman el cortante nominal resistente en TACR: a) trabe ensayada por Archundia (2004), y b) trabe ensayada por Debaiky y El-Niema (1982).

Tabla 3 Comparación en la predicción del cortante nominal de las TACR según dos métodos diferentes						
Trabe	α	$V_{u-Exp.}$ (ton)	$V_{nTA-Este}$ estudio. (ton)	$V_{nTA-Debaiky}$ y El-Niema. (ton)	$\frac{V_{nTA-Este\ estudio}}{V_{u-Exp.}}$	$\frac{V_{nTA-Debaiky\ et\ al.}}{V_{u-Exp.}}$
Este estudio						
TASC α 1-R1	3.07°	20.00	21.55	17.67	1.08	0.88
TASC α 2-R1	6.12°	17.00	16.59	15.95	0.98	0.94
TASC α 3-R1	9.13°	12.00	11.23	13.82	0.94	1.15
TASC α 4-R1	12.10°	8.00	5.18	10.87	0.65	1.36
Promedio	-	-	-	-	0.91	1.08
σ	-	-	-	-	0.16	0.19
C.V.	-	-	-	-	18%	18%
Debaiky y El-Niema (1982)						
A4	4.76°	5.13	5.14	5.09	1.00	0.99
C5	"	5.75	5.43	5.74	0.94	1.00
E2	"	7.50	10.18	7.66	1.36	1.02
A5	9.46°	5.70	1.69	4.90	0.30	0.86
C4	"	6.10	2.20	5.51	0.36	0.90
D5	"	6.50	8.03	8.56	1.24	1.32
D6	"	7.50	8.84	9.11	1.18	1.21
E1	"	9.50	8.31	8.18	0.87	0.86
F1	"	6.70	10.58	8.86	1.58	1.32
F2	"	7.05	9.34	8.54	1.33	1.21
Promedio	-	-	-	-	1.02	1.07
σ	-	-	-	-	0.40	0.17
C.V.	-	-	-	-	39%	16%
TOTALES						
Promedio					0.99	1.07
σ					0.35	0.18
C.V.					35%	17%

7 CONCLUSIONES

Se realizó el ensaye de diez trabes acarteladas de concreto reforzado de tamaño casi real, diseñadas para fallar por cortante. Del ensaye de estos elementos, se obtuvieron expresiones que permiten determinar el cortante nominal resistente en trabes cuyas cartelas tengan aproximadamente una longitud de un tercio del claro efectivo y cuyo ángulo de acartelamiento oscile entre 3° y 12°. Las ecuaciones propuestas tienen el mismo formato que se ha utilizado en el reglamento mexicano para diseño de estructuras de concreto (NTCC-04). Las ecuaciones se propusieron para que tuvieran un significado físico.

La evidencia experimental mostró un evidente mecanismo de arco, el cual permitió que el daño se distribuyera en las cartelas propiciando una falla menos frágil en comparación con la típica falla súbita por cortante que se presenta en trabes prismáticas. A partir de este resultado se estudiará el mecanismo a cortante de estos elementos con la Teoría de Puntos y Tensores.

La comparación entre dos métodos analíticos basados en la teoría elástica para el cálculo de deflexiones en trabes de sección variable, mostró que al utilizar métodos que

modelan las trabes como elementos viga-columna de sección variable, se obtienen resultados comparables con métodos más refinados como el de los elementos finitos. Para el modelado crudo de la condición agrietada, es suficiente con obtener la menor inercia agrietada y aplicarla en todo el elemento. Sin embargo, y como se ha demostrado anteriormente para otros elementos estructurales contruidos con materiales pétreos, cuando se utiliza el método de "agrietamiento de módulos" generalmente se subestiman las deflexiones cuando se comparan con resultados experimentales (Tena-Colunga y Abrams, 1990).

Se presentó una formulación que permite estimar el cortante resistente en trabes acarteladas de concreto reforzado, la cual, sin duda, deberá calibrarse experimentalmente con trabes provistas de menores cuantías de acero longitudinal y sometidas a cargas reversibles. Además se debe estudiar el comportamiento en elementos donde en una misma sección se presenten los máximos valores de cortante y momento, tal es el caso de los voladizos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores manifiestan su agradecimiento a las siguientes instituciones y personas:

- Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, por su patrocinio y facilitar sus instalaciones para desarrollar este proyecto.
- Dirección de Obras del Gobierno del Distrito Federal, por su patrocinio.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres, por facilitar el equipo de adquisición de datos utilizado en la mayoría de los ensayos.
- Dr. Sergio Alcocer y M. en I. Leonardo Flores, por su asesoría en el diseño de la instrumentación.
- Ing. Miguel Ángel Guzmán y Dr. Carlos Reyes, por su valiosa colaboración al permitirnos visitar algunos edificios con trabes acarteladas de concreto reforzado y facilitarnos algunos planos estructurales de los mismos.
- Téc. Acad. Leopoldo Quiroz, Téc. Rubén Barrera y Sr. José Luis Caballero por su invaluable ayuda en el desarrollo del trabajo experimental.

Este trabajo se desarrolló satisfactoriamente, gracias al apoyo de entusiastas alumnos de la carrera de ingeniería civil de la UAM-A, ya sea participando en proyectos terminales ó talleres: Ing. Octavio Rodríguez, Ing. Alberto Sánchez Badillo, Ing. Luis Casales, Ing. Julio Pineda, Ing. Gerardo Díaz, Ing. Artemio Juárez, Carlos García, Gerardo García, Vladimir González, Fernando Beiza, Obed Hernández y Alejandro Grande.

REFERENCIAS

Archundia, H. I. (2004), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado ante carga estática", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F..

ACI-318-02 (1999), "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-02) and commentary (ACI 318R-02)", *American Concrete Institute*, E.U.A.

ACI-ASCE (2000), "Recent approaches to shear design of structural concrete", Report by ACI-ASCE Committee 445, E.U.A.

Balkaya, C. (2001), "Behavior and modeling of nonprismatic members having T-sections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 8, pp. 940-946.

- Debayky, S. Y. y E. I. El-Niema (1982), "Behavior and strength of reinforced concrete haunched beams in shear", *ACI Journal*, Vol. 79, No. 3, pp. 184-194.
- El-Mezaini N., C. Balkaya y E. Citipitioglu (1991), "Analysis of frames with nonprismatic members", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 6, pp. 1573-1592.
- MacGregor, J. G. (1997), **Reinforced concrete: Mechanics and design**, tercera edición, Prentice Hall, E.U.A.
- MacLeod, I. A. y A. Houmsi (1994) "Shear strength of haunched beams without shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 1, pp. 79-89.
- Meli, R. (1998), **Ingeniería estructural de los edificios históricos**, Fundación ICA, D.F., México, pp 83.
- Méndez, F. (1991), **Criterios de dimensionamiento estructural**, primera edición, Trillas, D.F., México, pp 51-53.
- Nilson, A. H. (1999), **Diseño de estructuras de concreto**, duodécima edición, Mc Graw Hill, Santafé de Bogotá, Colombia, pp 132-133.
- NTCC-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, octubre.
- Park, R. y T. Paulay (1997), **Estructuras de concreto reforzado**, novena reimpresión, Limusa, D.F., México, pp. 279-284, 691-692.
- Paulay, T. y M. J. N. Priestley (1992), **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**, John Wiley and Sons, Nueva York, E.U.A, pp. 163.
- Stefanou, G. D. (1983), "Shear resistance for reinforced concrete beams with non-prismatic sections", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 18, No. 3, pp. 643-667.
- Tena-Colunga, A. y D. P. Abrams (1990), "Estimating of masonry structures with linear finite elements", *Memorias, Fifth North American Masonry Conference*, Urbana, Illinois, Vol. I, pp. 203-214, junio.
- Tena-Colunga, A. (1994) "Concerns regarding the seismic design of RC haunched beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 3, pp. 287-293.
- Tena-Colunga, A. (1996), "Stiffness formulation for nonprismatic beam elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 12, pp 1484-1489.
- Tena-Colunga, A. (2003) "Discussion of behavior and modeling of nonprismatic members having T-sections", *ACI Structural Journal*, Vol. 129, No. 3, pp. 414-419.
- Wang, C. K y C. G. Salmon (1979), **Reinforced concrete design**, tercera edición, Harper and Row Publishers, Nueva York, E.U.A.

INDICE PARA MEDIR EL DESEMPEÑO DE LA GESTION DE RIESGOS

Martha-Liliana Carreño T.

Universidad Politécnica De Cataluña. Campus Norte Upc, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

liliana@cimne.upc.edu

Omar Darío Cardona A.

Universidad Nacional De Colombia, Campus Palogrande. Idea, Cra. 27 No. 64-60, Manizales, Colombia.

odcardona@unal.edu.co

Mabel Cristina Marulanda F.

Universidad Politécnica De Cataluña. Campus Norte Upc, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

mmarulan@cimne.upc.edu.

Alex H. Barbat

Universidad Politécnica De Cataluña. Campus Norte Upc, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

alex_barbat@upc.edu.

RESUMEN

El Índice de Gestión de Riesgos, IGR, que se describe en este documento, trae consigo una serie de indicadores que mide el desempeño y la efectividad de la gestión de riesgos. Estos indicadores reflejan la organización, el desarrollo y la acción institucional para reducir la vulnerabilidad y las pérdidas, la preparación para responder en caso de crisis y la capacidad para recuperarse con eficiencia. Este índice proporciona una medida cuantitativa de la gestión con base en unos niveles preestablecidos –targets– o referentes deseables –benchmarks– cualitativos hacia los cuales se debe dirigir la gestión del riesgo. El diseño del IGR implica establecer una escala de niveles de desempeño o determinar la distancia de las situaciones actuales con respecto a ciertos umbrales objetivo o al desempeño logrado por un país, una región subnacional o una ciudad líder considerada como referente. Para la formulación del IGR se tuvieron en cuenta cuatro políticas públicas, cada una de ellas descritas por seis indicadores: la identificación del riesgo, la reducción del riesgo, el manejo de desastres y la gobernabilidad y protección financiera. La identificación del riesgo comprende la percepción individual, la representación social y la evaluación objetiva; la reducción del riesgo corresponde a la prevención y mitigación, el manejo de desastres tiene como objetivo la respuesta y recuperación post desastre apropiadas; y las políticas de gobernabilidad y protección financiera están relacionadas con la institucionalización y la transferencia del riesgo. Al final se muestran resultados a nivel nacional, subnacional y urbano que ilustran la aplicación del IGR en esas

escalas. Palabras clave Gestión de riesgos, desempeño de la gestión de riesgos, índice de gestión del riesgo, toma de decisiones.

ABSTRACT

The Risk Management Index, RMI, described in this paper, brings together a group of indicators that measure risk management performance and effectiveness. These indicators reflect the organizational, development, capacity and institutional actions taken to reduce vulnerability and losses in a given area, to prepare for crisis and to recover efficiently from disasters. This index is designed to assess risk management performance. It provides a quantitative measure of management based on predefined qualitative *targets* or *benchmarks* that risk management efforts should aim to achieve. The design of the RMI involved establishing a scale of achievement levels or determining the *distance* between current conditions and an objective threshold or conditions in a reference country, subnational region, or city. The proposed RMI is constructed by quantifying four public policies, each of which is described by six indicators. The mentioned policies include the identification of risk, risk reduction, disaster management, and governance and financial protection. Risk identification comprises the individual perception, social representation and objective assessment; risk reduction involves the prevention and mitigation; disaster management comprises response and recovery; and, governance and financial protection policy is related to institutionalization and risk transfer. Results at the urban, national and subnational levels, which illustrate the application of the RMI in those scales, are finally given.

Keywords: risk management, performance of risk management, risk management index, decision making.

1 ENFOQUE METODOLÓGICO UTILIZANDO INDICADORES

Se han propuesto varios métodos basados en indicadores y otras variables para la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo de desastre. Las contribuciones de Bates (1992) (1994), Tucker *et al.* (1994), Davidson (1997), Puente (1999), Cardona *et al.* (2003 a, b), UNDP (2004), World Bank (2004) y Carreño *et al.* (2005, 2006), entre otros, han intentado medir aspectos relacionados con la vulnerabilidad y el riesgo utilizando indicadores cuantitativos o cualitativos. En estos estudios, la vulnerabilidad o el riesgo de desastre ha sido evaluado desde diferentes puntos de vista, usando técnicas que son claramente similares en su metodología pero con diferentes propósitos y alcances al utilizado en el presente artículo. Los estudios mencionados tienen como objetivo la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo mediante indicadores, pero no la evaluación de la efectividad o el desempeño de la gestión de riesgos, que es el objetivo del presente artículo.

Actualmente no existen indicadores específicos en los países, ampliamente aceptados, para evaluar directamente el desempeño o *performance* de la gestión del riesgo u otros aspectos relevantes que reflejen lo que se desea medir como gestión del riesgo. Se han tenido algunas iniciativas para los niveles regional y subnacional (Mitchell, 2003), sin embargo, este tipo de iniciativas han sido consideradas subjetivas y arbitrarias, debido a su carácter normativo. Uno de los principales esfuerzos para definir los aspectos que caracterizan la gestión del riesgo ha sido el marco de acción o *framework* liderado por la EIRD (2003), en el cual se proponen preliminarmente varias áreas temáticas, componentes y los posibles criterios para la valoración del desempeño (Cardona *et al.* 2003b). En cualquiera de los casos es necesario calificar las variables con una escala cualitativa que puede ser de 1 a 5 ó de 1 a 7 (Benson 2003b; Briguglio 2003 a/b; Michell 2003) o mediante valoraciones lingüísticas Davis 2003; Masure).

2 EL ÍNDICE DE GESTIÓN DEL RIESGO, IGR

2.1 DESCRIPCIÓN DEL IGR

El IGR (Disaster Risk Management Index, DRM, en inglés) ha sido diseñado para evaluar el desempeño de la gestión de riesgos. Proporciona una medida cuantitativa de la gestión con base en unos niveles preestablecidos o referentes deseables cualitativos hacia los cuales se debe dirigir la gestión del riesgo. El diseño del IGR implica establecer una escala de niveles de desempeño (Davis, 2003; Masure, 2003) o determinar la *distancia* con respecto a ciertos umbrales objetivo o al desempeño obtenido por un país líder considerado como el referente (Munda, 2003). Para la formulación del IGR se tuvieron en cuenta cuatro políticas públicas, cada una compuesta por seis indicadores que caracterizan el desempeño de la gestión en el país. El índice de identificación del riesgo, IGR_{IR} es una medida de las percepciones individuales de cómo esas percepciones son entendidas por la sociedad como un todo y la estimación objetiva del riesgo. El índice de reducción del riesgo, IGR_{RR} involucra las medidas de prevención y mitigación. El índice de manejo de desastres, IGR_{MD} tiene como objetivo la respuesta y recuperación post desastre apropiadas; y el índice de gobernabilidad y protección financiera, el IGR_{PF} mide el grado de institucionalización y transferencia del riesgo. Las cuatro políticas públicas y sus indicadores se definieron después de un acuerdo con varios expertos y evaluadores. Cualquier país o ciudad podría redefinirlos de acuerdo a sus propias especificaciones, mientras que los parámetros se mantienen en las distintas evaluaciones en el tiempo para hacer un seguimiento consistente de la gestión de riesgos. El IGR se define como el promedio de los cuatro indicadores compuestos.

$$IGR = (IGR_{IR} + IGR_{RR} + IGR_{MD} + IGR_{PF}) / 4 \quad (1)$$

Se proponen seis indicadores para cada política pública que caracterizan el desempeño de la gestión de riesgos de un país, región o ciudad. Un número muy alto de indicadores podría ser redundante e innecesario y haría muy difícil la asignación de factores de importancia o pesos a cada indicador. Siguiendo el método de evaluación del desempeño de la gestión de riesgos propuesto por Carreño *et al.* (2004), la valoración de cada indicador se realiza utilizando cinco niveles de desempeño (bajo, incipiente, apreciable, notable y óptimo) que corresponden a un rango de 1 (bajo) a 5 (óptimo). Este enfoque metodológico permite utilizar cada nivel de referencia simultáneamente como un objetivo de desempeño y, por lo tanto, permite la comparación e identificación de resultados o logros hacia los cuales los gobiernos deben dirigir sus esfuerzos de formulación, implementación y evaluación de cada política. Es posible estimar alternativamente el *IGR* como la suma ponderada (pesos) de valores numéricos fijos (1 a 5 por ejemplo), en vez de los conjuntos difusos de valoración lingüística, sin embargo esa simplificación elimina la no linealidad de la gestión del riesgo, obteniéndose resultados menos apropiados.

Los subíndices de condiciones de gestión de riesgo para cada tipo de política pública (IR, RR, MD, PF) se obtienen de la ecuación:

$$IGR_{c(IR,RR,MD,PF)}^t = \frac{\sum_{i=1}^N w_i I_{ic}^t}{\sum_{i=1}^N w_i} \Big|_{(IR,RR,MD,PF)} \quad (2)$$

Donde, w_i es el peso asignado a cada indicador, corresponde a cada indicador para la unidad territorial en consideración c y el período t –normalizado u obtenido de la *desfusificación* de las valoraciones lingüísticas; que representan los niveles de desempeño de la gestión de riesgo definidos para cada política pública respectivamente. Dichas valoraciones lingüísticas, de acuerdo con la propuesta de Cardona (2001) y Carreño (2001, 2006) equivalen a un conjunto difuso que tienen una función de pertenencia tipo campana y sigmoidal (en los extremos), dadas paramétricamente por las ecuaciones

$$\text{campana } (x; a, b, c) = \frac{1}{1 + \left| \frac{x - c}{a} \right|^{2b}} \quad (3)$$

$$\text{sigmoidal } (x; a, c) = \frac{1}{1 + \exp [-a(x - c)]} \quad (4)$$

Donde el parámetro b usualmente es positivo y donde a controla la pendiente en el punto de cruce, 0.5 de pertenencia, $x = c$. La figura 1.a muestra estas funciones de pertenencia.

Figura 1 a) Funciones que representan el nivel de calificación, b) Grado de efectividad de la gestión.

La forma y cobertura de estas funciones de pertenencia siguen un comportamiento no lineal, en forma de sigmoideo, como lo proponen Carreño *et al.* (2004) para caracterizar el desempeño –o profundidad de la gestión del riesgo y su grado –o probabilidad de su efectividad.

La respuesta de un sistema socio-técnico ante el riesgo corresponde a un nivel de adaptación según el nivel de efectividad de su estructura técnica y de su organización, los cuales producen varios patrones de acción, inacción, innovación y determinación ante el riesgo. Según Confort (1999) se pueden presentar varios tipos de respuesta dependiendo de la estructura técnica, la flexibilidad y la apertura cultural al uso de tecnología. Estos tipos de respuesta son: respuesta no adaptativa (inadecuada para nivel de riesgo que existe, el desempeño de la gestión es *bajo* o inexistente), adaptativa emergente (insuficiente, pero *incipiente*), adaptativa operativa (gestión adecuada con restricciones, *apreciable*) y auto adaptativa (innovadora, creativa y espontánea, es decir *notable* o *óptima*).

Las funciones de pertenencia para los conjuntos difusos definidas, representan los niveles de calificación para los indicadores y se utilizan durante el procesamiento de la información. En el eje x de la figura se representa el valor de los indicadores y en el eje y el

grado de pertenencia a cada nivel de calificación, siendo 1 la total pertenencia y 0 la no pertenencia. El desempeño de la gestión de riesgos, tal como aquí se propone, lo definen estas funciones, que conforman la curva sigmoideo que se ilustra en la figura 1.b, donde se indica el grado de efectividad de la gestión del riesgo en función del nivel de desempeño calculado con los diferentes indicadores. Desde el punto de vista teórico, es importante destacar que la figura 1.b ilustra que el aumento de la efectividad de la gestión de riesgo no es lineal, como en la evolución de cualquier proceso complejo; en un principio se tiene un menor progreso y en la medida que se logra una mayor gestión del riesgo, y se hace sostenible, el desempeño aumenta y mejora la efectividad. En un alto grado de desempeño, esfuerzos menores adicionales aumentan significativamente la efectividad. Por el contrario, pequeños logros en la gestión del riesgo se traducen en un desempeño despreciable y poco sostenible, por lo que sus resultados tienen poca o ninguna efectividad.

Es necesario que los expertos, además de calificar los indicadores, también asignen importancias relativas entre los indicadores de cada política pública, estas importancias o pesos son asignados utilizando el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ), que se describe en el Apéndice 2.4-3. Un vez han sido ponderadas y agregadas estas funciones forman un conjunto difuso del cual se espera obtener una respuesta o resultado. Para lograr esta transformación es necesario llevar a cabo la *desfusificación* de la función de pertenencia que se obtiene y extraer de ella su valor “concentrado”; lo que equivale a extraer un “índice”.

Los pesos asignados suman 1 y son utilizados para ponderar (darle altura) las funciones de pertenencia de los conjuntos difusos correspondientes a las calificaciones realizadas.

$$\sum_{j=1}^N w_j = 1 \quad (5)$$

Donde N es el número de indicadores que intervienen en cada caso. La calificación de cada política pública (IGR_{IR} , IGR_{RR} , IGR_{MD} y IGR_{PF}) es el resultado de la unión de los conjuntos difusos escalados por los pesos,

$$\mu_{RMIP} = \max(w_1 \times \mu_C(C_1), \dots, w_N \times \mu_C(C_N)) \quad (6)$$

Donde w_1 a w_N son los pesos de los indicadores de la figura 2, $\mu_C(C_1)$ a $\mu_C(C_N)$ son las funciones de pertenencia para las calificaciones de cada indicador, y μ_{RMIP} es la función de pertenencia para la calificación del IGR para cada política pública p . El valor del índice de gestión de riesgos es obtenido de la desfusificación de esta función de pertenencia, utilizando el método del centroide de área, COA

$$IGR_p = [\max(w_1 \times \mu_C(C_1), \dots, w_N \times \mu_C(C_N))]_{Centroide} \quad (7)$$

Esta técnica consiste en estimar el área y el centroide de cada conjunto difuso y obtener el valor concentrado dividiendo la sumatoria del producto entre ellos por la sumatoria total de las áreas:

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i \bar{x}_i}{\sum A_i} \quad (8)$$

Ó

$$COA = \frac{\int_x \mu_A(x) x dx}{\int_x \mu_A(x) dx} \quad (9)$$

Finalmente, el promedio de los cuatro índices proporciona el índice total de gestión de riesgos, IGR.

Figura 2. Indicadores componentes del IGR

2.2 Indicadores de identificación del riesgo

Es importante reconocer y entender el riesgo colectivo para diseñar las medidas de prevención y mitigación. La identificación del riesgo significa comprender cómo se percibe el riesgo desde el punto de vista individual y de la sociedad, y cuáles son los enfoques metodológicos para evaluarlo. Para poder hacer intervenir el riesgo es necesario reconocerlo, dimensionarlo (medirlo) y representarlo mediante modelos, mapas, índices, etc. que tengan significado para la sociedad y para los tomadores de decisiones. Metodológicamente involucra la valoración de las amenazas factibles, de los diferentes aspectos de la vulnerabilidad de la sociedad ante dichas amenazas y de su estimación como una situación de posibles consecuencias de diferente índole en un tiempo de exposición definido como referente. La valoración del riesgo con fines de intervención, es relevante (Carreño *et al*, 2005; Carreño *et al.*, 2006) cuando la población lo reconoce y lo entiende. La figura 2 muestra la composición del IGR_{IR}.

2.3 Indicadores de reducción del riesgo

La principal acción de la gestión de riesgos es reducir el riesgo. En general, corresponde la implementación de medidas estructurales y no estructurales de prevención y mitigación. Es la acción de anticiparse con el fin de evitar o disminuir el impacto económico, social y ambiental de los fenómenos peligrosos potenciales. Implica procesos de planificación, pero fundamentalmente de ejecución de medidas que modifiquen las condiciones de riesgo mediante la intervención correctiva y prospectiva de los factores de vulnerabilidad existente o potencial, y control de las amenazas cuando eso es factible. La figura 2 muestra la composición del IGR_{RR} .

2.4 Indicadores de manejo de desastres

El manejo de desastres, IGR_{MD} , corresponde a la apropiada respuesta y recuperación post desastre, que depende del nivel de preparación de las instituciones operativas y la comunidad. Esta política pública de la gestión del riesgo tiene como objetivo responder eficaz y eficientemente cuando el riesgo ya se ha materializado y no ha sido posible impedir el impacto de los fenómenos peligrosos. Su efectividad implica una real organización, capacidad y planificación operativa de instituciones y de los diversos actores sociales que se verían involucrados en casos de desastre. La figura 2 muestra la composición del IGR_{MD} .

3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

En el marco del Programa de Indicadores de Gestión de Riesgos de Desastres en las América, Colombia y otros 10 países de Latinoamérica y el Caribe fueron evaluados (Cardona, 2005). Adicionalmente, se calculó el IGR para Bogotá y para los 32 departamentos de Colombia con la participación representantes de las instituciones encargadas de la ejecución de las políticas públicas de gestión de riesgos en cada caso. Las valoraciones de los indicadores para cada política pública y sus respectivos pesos se establecieron mediante consultas con evaluadores locales y asesores reconocidos internacionalmente. En esta sección se presentan algunos casos de estudio para ilustrar la aplicación del IGR a nivel local (urbano), nacional y subnacional.

Nivel Urbano: Bogotá, Colombia

Para la evaluación de los indicadores de gestión de riesgos se contó con la colaboración de expertos de la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias de la ciudad de Bogotá, Colombia (DPAE), y por académicos de la ciudad. En las tablas 2 a 5 se pueden ver las calificaciones realizadas en diferentes periodos entre 1985 y 2003 para los indicadores mostrados en la figura 2. Como se mencionó en la sección dos, la escala de estas calificaciones es: (1) bajo, (2) incipiente, (3) apreciable, (4) notable, y (5) óptimo.

Tabla 1 Calificaciones para los indicadores de identificación del riesgo (IR)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
IR1	1	1	2	3	3
IR2	1	1	2	3	3
IR3	1	2	3	4	5
IR4	1	1	1	3	4
IR5	1	1	2	2	3
IR6	1	1	1	2	4

Tabla 2 Calificaciones para los indicadores de reducción del riesgo (RR)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
RR1	1	2	2	3	4
RR2	1	1	1	1	2
RR3	1	1	1	3	4
RR4	1	2	2	3	4
RR5	2	2	2	4	4
RR6	1	1	1	2	3

Tabla 3 Calificaciones para los indicadores de manejo de desastres (MD)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
MD1	1	2	2	3	3
MD2	1	1	1	2	3
MD3	1	1	1	2	2
MD4	1	1	1	1	3
MD5	1	1	1	2	3
MD6	1	1	1	1	2

Tabla 4 Calificaciones para los indicadores de protección financiera (PF)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
PF1	1	2	2	3	3
PF2	1	4	4	4	4
PF3	1	1	3	3	4
PF4	1	1	1	1	1
PF5	1	1	1	2	3
PF6	1	1	2	2	3

Los expertos, además de realizar las calificaciones, también asignaron importancias relativas entre los indicadores de cada política, a las que se aplicó el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ) para determinar dichos pesos. Este método se describe en el Apéndice A. Los pesos calculados para los indicadores de cada política pública se indican en la tabla 6. Aunque también es factible asignar un peso a cada subíndice compuesto que el desempeño de la ciudad en cada una de las cuatro políticas, estos pesos se asumieron iguales.

Tabla 5 Pesos para el conjunto de indicadores

Peso	IR	RR	MD	PF
w_1	0.05	0.14	0.11	0.21
w_2	0.22	0.09	0.11	0.46
w_3	0.36	0.07	0.40	0.12
w_4	0.22	0.31	0.22	0.05
w_5	0.05	0.20	0.05	0.12
w_6	0.12	0.19	0.11	0.04

La figura 3 muestra un ejemplo del cálculo de un índice, en este caso el IGR_{MD} , la figura 3.a muestra las funciones de pertenencia de las calificación de los indicadores de manejo de desastres para el año 2003, que se muestra en la tabla 4. La figura 3b muestra la unión de los conjuntos difusos correspondientes a las calificaciones ponderadas. El proceso de defusificación correspondiente a la ecuación 7 y se ilustra en la figura 3b. La tabla 7 muestra los resultados finales para la ciudad de Bogotá.

Figura 2 Agregación y desfusificación para calcular el IGR_{MD} para el 2003**Tabla 6** Índices de gestión de riesgos para Bogotá

Índice	1985	1990	1995	2000	2003
IGR_{IR}	4.56	13.90	35.57	56.15	67.10
IGR_{RR}	11.03	13.90	13.90	46.14	56.72
IGR_{MD}	4.56	8.25	8.25	24.00	32.33
IGR_{PF}	4.56	57.49	54.80	57.64	61.44
IGR	6.18	23.38	28.13	45.98	54.40

Con estos resultados se ilustra como se ha desarrollado la gestión de riesgos en Bogotá en los últimos 25 años, pero también enfatiza qué aspectos es necesario mejorar de las cuatro políticas públicas que se estudiaron. La política pública que ha tenido menor desarrollo en la ciudad ha sido la política de manejo de desastres, mientras que la política que ha tenido el mayor desarrollo es la de identificación del riesgo seguida por la política de protección financiera. Se hizo el mismo estudio detallando cada una de las localidades en las que está dividida la ciudad, siguiendo el mismo procedimiento, utilizando las mismas funciones y con calificaciones dadas por expertos de la DPAE para el año 2003. La figura 4 muestra los resultados finales del IGR por localidades. Por los resultados, es claro que a nivel urbano, la gestión de riesgos es una tarea que fundamentalmente la debe llevar a cabo la administración central de la ciudad. Las localidades no tienen la posibilidad de desarrollarse en esta materia independientemente, ya que son áreas muy pequeñas que no tienen la suficiente capacidad ni autonomía para hacerlo.

Figura 3 Valores del IGR para las localidades de Bogotá, 2003.

Nivel Nacional: Colombia

La evaluación de los indicadores de la gestión de riesgos y sus pesos fueron asignados por personal experto de la Dirección de Prevención y Atención de Desastres (DPAD) de Colombia y por académicos del Centro de Estudios en Desastres y Riesgos (CEDERI) de la Universidad de los Andes. Las calificaciones realizadas para diferentes periodos entre 1985 y 2003, de acuerdo a la escala dada, para los indicadores de las políticas públicas se presentan en las tablas 8 a 11.

Tabla 7 Calificaciones para los indicadores de identificación del riesgo (IR)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
IR1	2	3	3	4	4
IR2	1	2	3	3	3
IR3	2	2	3	4	4
IR4	1	1	2	3	3
IR5	1	1	3	2	2
IR6	1	2	3	2	2

Tabla 8 Calificaciones para los indicadores de reducción del riesgo (RR)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
RR1	1	2	2	3	3
RR2	1	2	3	2	2
RR3	1	1	2	2	2
RR4	1	2	3	2	2
RR5	2	2	3	4	4
RR6	1	1	2	3	3

Tabla 9 Calificaciones para los indicadores de manejo de desastres (MD)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
MD1	1	2	2	3	3
MD2	1	1	2	2	2
MD3	1	2	2	2	2
MD4	1	1	1	2	2
MD5	1	1	2	1	1
MD6	1	1	1	2	2

Tabla 10 Calificaciones para los indicadores de protección financiera (PF)

Indicador	1985	1990	1995	2000	2003
PF1	1	2	3	2	2
PF2	1	2	3	2	2
PF3	1	1	2	2	2
PF4	1	1	2	2	2
PF5	1	1	2	3	3
PF6	1	2	2	3	3

Nuevamente, los pesos fueron obtenidos partiendo de la opinión de las autoridades de la DPAD mediante la aplicación del Proceso Analítico Jerárquico. La tabla 12 muestra los resultados finales de los índices de gestión de riesgos obtenidos para Colombia después de la unión de pesos y la defusificación de las calificaciones de cada política pública.

Tabla 11 Índices de gestión de riesgos para Colombia

Índice	1985	1990	1995	2000	2003
IGR _{IR}	10.54	25.07	32.46	48.41	48.41
IGR _{RR}	10.97	13.96	39.28	44.46	44.46
IGR _{MD}	4.56	12.49	12.49	28.73	28.73
IGR _{PF}	4.56	12.49	31.50	39.64	39.64
IGR	7.66	16.00	28.93	40.31	40.31

Las figuras 5 y 6 muestran que la identificación del riesgo y la reducción del riesgo han sido intensivas en Colombia durante los periodos de análisis. De acuerdo a este análisis, actualmente, el gobierno de Colombia intenta dirigir sus esfuerzos a formular, implementar y evaluar políticas de gestión de riesgos de acuerdo a estos logros y objetivos de desempeño (SIRE, 2005).

Figura 4 Índices de Gestión de Riesgos para cada política pública**Figura 5** Evolución del IGR desde 1985 hasta 2003

Resultados para Latinoamérica y el Caribe

La gestión de riesgos se evaluó para los siguientes países de la región de Latinoamérica y el Caribe (LAC): Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, República Dominicana, Ecuador, El Salvador, Guatemala, Jamaica, México y Perú.

La evaluación de los indicadores de gestión de riesgos y sus pesos fue realizada por asesores nacionales y oficiales de instituciones relacionadas con el manejo de riesgos de

desastres de cada país (Cardona *et al.* 2004, 2005). Las figuras 7 a 10 ilustran los valores de los componentes del IGR y la figura 11 muestra los resultados finales del IGR para los países cada cinco años desde 1985 al año 2000.

Figura 6 IGR de Identificación del Riesgo en LAC, 1985 – 2000

Figura 7 IGR de Reducción del Riesgo en LAC, 1985 – 2000

Figura 8 IGR de Manejo de Desastres en LAC, 1985 – 2000

Figura 9 IGR de Protección Financiera, 1985 – 2000**Figura 10** IGR países, 1985 - 2000

El análisis muestra que República Dominicana, Ecuador y Argentina presentan un progreso muy bajo en los últimos años. El Salvador y Guatemala presentan un desempeño un poco mayor que los países anteriores. Perú y Colombia representan un nivel de desempeño mejor que los anteriores, mientras que Chile, Costa Rica, Jamaica y México obtienen los avances más significativos en la práctica de la gestión de riesgos. Desde los años 80 se ha presentado una preocupación creciente con relación al tema de los desastres, por lo que la tendencia en los países para mejorar la gestión de riesgos ha ido aumentando. Como resultado, los avances han pasado de tener un nivel de desempeño “bajo” a un nivel de desempeño “significativo” en la mayoría de los casos. En promedio, el desempeño de la gestión de riesgos es algo mejor que “incipiente” y la efectividad factible todavía es baja (0.2 - 0.3). Esto sugiere que se requieren esfuerzos considerables para promover una gestión de riesgos efectiva y sostenible, incluso en los países más avanzados. En general, los mayores avances se han presentado en la identificación de riesgos y el manejo de desastres. La reducción del riesgo, la protección financiera y la organización institucional han presentado un menor avance.

Nivel Subnacional: Departamentos de Colombia

La metodología fue adaptada para evaluar el desempeño de la gestión de riesgos a nivel subnacional. El IGR se evaluó para los 32 departamentos de Colombia. La figura 12 muestra el mapa del IGR.

Figura 11 IGR departamentos de Colombia en el 2004

La evaluación de los indicadores de la gestión de riesgos se realizó por funcionarios de la DPAD, Colombia y por académicos del CEDERI. El IGR sólo se evaluó para el año 2004. El Departamento de Antioquia y Bogotá D.C. presentaron los avances más significativos en la gestión del riesgo, seguidos por Valle del Cauca, Risaralda, Quindío, Nariño, Magdalena, Cundinamarca y Caldas que tienen el mismo nivel en gestión de riesgos. Los menores valores del IGR los presentan los departamentos de Vichada, Vaupés, Putumayo, Guajira, Guaviare, Guainía, Chocó, Córdoba, Cesar y Arauca, los cuales presentan un desarrollo mínimo de las cuatro políticas públicas de la gestión de riesgos.

CONCLUSIONES

El Índice de Gestión de Riesgos, IGR, es el primer índice internacional sistemático y consistente desarrollado para medir el desempeño de la gestión de riesgos. Las bases conceptuales y técnicas de este índice son robustas, a pesar de su subjetividad inherente. El IGR permite una realización sistemática y cuantitativa de cada país durante diferentes períodos así como comparaciones entre países. Este índice permite realizar la evaluación de la gestión de riesgos a nivel nacional, subnacional y urbano, estableciendo puntos de referencia o patrones de funcionamiento de la gestión del riesgo, para definir objetivos de funcionamiento y mejorar su eficiencia.

El IGR es novedoso y con un mayor alcance que otros intentos similares en el pasado. Puede mostrar rápidamente los cambios que se presentan debido a mejoramientos en las políticas o deterioramiento de la gobernabilidad. El IGR puede mostrar mejoramientos anuales o bienales puntuales debido a las decisiones políticas y a medidas de implementación de la gestión de riesgos. Es importante desde el punto de vista del refuerzo positivo que se da a los gobiernos nacionales o subnacionales, así como también para mejorar la protección social y lograr un progreso socio-económico. Esta es la razón por la que el IGR es una herramienta útil para organizaciones como el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), que financió este estudio.

Este índice tiene la ventaja de estar compuesto por medidas que forman directamente conjuntos de decisiones/acciones específicas dentro de grupos con resultados deseables. Aunque el método pueda ser redefinido o simplificado en el futuro, esta aproximación es muy novedosa debido a que permite la medición de la gestión de riesgos y su efectividad. El nuevo Plan de Acción del BID para la reducción de desastres en Latinoamérica y el Caribe y los artículos de las nuevas estrategias del país para el desarrollo de asistencia realizada por los tomadores de decisiones del banco y de los países, han estado basados en resultados y análisis de estas evaluaciones.

AGRADECIMIENTOS

El índice de Gestión de Riesgos, IGR, aquí descrito, se desarrolló para evaluar el desempeño y efectividad de la gestión de riesgos de países de Latinoamérica y el Caribe en el marco del Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos en las Américas (Operación ATN/JF-7907-RG), liderada por el Instituto de Estudios Ambientales, IDEA, de la Universidad Nacional de Colombia, en Manizales, para el Banco Interamericano de Desarrollo, BID. Los reportes del programa, los detalles técnicos y los resultados de aplicación para los países en las Américas se pueden consultar en la siguiente página Web: <http://idea.unalmz.edu.co>. Asimismo, los autores expresan su agradecimiento al Ministerio de Educación y Ciencia de España, Programa PROFIT, proyecto “Desarrollo de nuevas tecnologías en materiales y procesos de fabricación de componentes orientados a su integración en edificios (Hábitat 2030)” (PSS-380000-2006-10).

APÉNDICE A

El PAJ es una técnica bastante usada para la toma de decisiones con atributos múltiples (Saaty 1980, 1987; Saaty y Vargs, 1991). Permite la descomposición de un problema en una jerarquía y asegura que tanto los aspectos cualitativos como cuantitativos de un problema sean incorporados en el proceso de evaluación, durante la cual la opinión es extraída sistemáticamente por medio de comparaciones entre pares. El PAJ permite la aplicación de datos, experiencia, conocimiento, e intuición de una forma lógica y profunda dentro de una jerarquía como un todo.

El núcleo del PAJ es una comparación de atributos entre pares ordinales; subindicadores en este contexto en los cuales enunciados de preferencia son identificados. Para un objetivo dado, las comparaciones son realizadas por pares de subindicadores, primero planteando la pregunta “¿Cuál de los dos es el más importante?” y segundo “¿Por cuánto?”. La fortaleza de la preferencia es expresada en una escala semántica de 1 a 9, lo que permite la medida dentro del mismo orden de magnitud. La preferencia de 1 indica igualdad entre dos subindicadores mientras que una preferencia de 9 indica que un subindicador es 9 veces más grande o más importante que aquel con el que es comparado. Los pesos relativos de los subindicadores son calculados usando una técnica de vectores propios. Una de las ventajas de este método es que es capaz de verificar la consistencia de la matriz de comparación a través del cálculo de los valores propios (*eigenvalues*).

Las matrices permiten la comparación de la importancia relativa asignada, con sus respectivos valores propios, índice y relación de consistencia y el cálculo de pesos. Los pesos calculados fueron utilizados para la evaluación de los indicadores de cada política para el ejemplo de Bogotá (ver tabla A.1 a A.8).

Tabla A. 1 Matriz de comparaciones para la identificación del riesgo

	IR1	IR2	IR3	IR4	IR5	IR6
IR1	1	0.2	0.2	0.2	1	0.33
IR2	5	1	0.5	1	5	2
IR3	5	2	1	2	5	4
IR4	5	1	0.5	1	5	2
IR5	1	0.2	0.2	0.2	1	0.33
IR6	3	0.5	0.25	0.5	3	1

Valor propio = 6.0877 CI = 0.018 CR = 0.014

Tabla A. 2 Importancia para los indicadores de identificación del riesgo

Indicador	Vector propio Principal	Vector prioritario
IR1	0.0982	0.05
IR2	0.4441	0.22
IR3	0.7280	0.36
IR4	0.4441	0.22
IR5	0.0969	0.05
IR6	0.2381	0.12

Tabla A. 3 Matriz de comparaciones para la reducción del riesgo

	RR1	RR2	RR3	RR4	RR5	RR6
RR1	1	1	0.25	0.5	3	1
RR2	1	1	0.25	0.50	3	1
RR3	4	4	1	2	5	4
RR4	2	2	0.5	1	5	2
RR5	0.33	0.33	0.2	0.2	1	0.33
RR6	1	1	0.25	0.5	3.0	1

Valor propio = 6.1343 CI = 0.027 CR = 0.022

Tabla A.4 Importancia para los indicadores de reducción del riesgo

Indicador	Vector propio Principal	Vector prioritario
RR1	0.3172	0.14
RR2	0.1896	0.09
RR3	0.1597	0.07
RR4	0.6900	0.31
RR5	0.4382	0.20
RR6	0.4122	0.19

Tabla A.5 Matriz de comparaciones para el manejo de desastres

	MD1	MD2	MD3	MD4	MD5	MD6
MD1	1	2	2	5	4	5
MD2	0.5	1	1	5	2	5
MD3	0.5	1	1	5	2	5
MD4	0.2	0.2	0.2	1	0.33	1
MD5	0.25	0.5	0.5	3	1	3
MD6	0.2	0.2	0.2	1	0.33	1

Valor propio = 6.0684 CI = 0,014 CR = 0.011

Tabla A.6 Importancia para los indicadores de Manejo de Desastres

Indicador	Vector propio Principal	Vector prioritario
MD1	0.2272	0.11
MD2	0.2272	0.11
MD3	0.8023	0.40
MD4	0.4392	0.22
MD5	0.0923	0.05
MD6	0.2272	0.11

Tabla A.7 Matriz de comparaciones para protección financiera

	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6
PF1	1	0.33	2	5	2	5
PF2	3	1	5	6	5	6
PF3	0.5	0.2	1	3	1	3
PF4	0.2	0.167	0.33	1	0.33	1
PF5	0.5	0.2	1	3	1	3
PF6	0.2	0.167	0.167	1	0.33	1

Valor propio = 6.0909 CI = 0.018 CR = 0.,015

Tabla A.8 Importancia para los indicadores de protección financiera

Indicador	Vector propio Principal	Vector prioritario
PF1	-0.3942	0.21
PF2	-0.8583	0.46
PF3	-0.2159	0.12
PF4	-0.0887	0.05
PF5	-0.2159	0.12
PF6	-0.0828	0.04

REFERENCIAS

Bates F.L. and Peacock W.G.: 1992, "Measuring disaster impact on household living conditions: The domestic assets approach", *International Journal of Mass Emergencies and Disasters*, Vol. 10, No 1, pp. 133-160.

Benson, C.: 2003, *Potential approaches to the development of indicators for measuring risk from a macroeconomic perspective*, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co> Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Briguglio, L.: 2003a, *Some Considerations with regard to the construction of an index of disaster risk with special reference to Islands and Small States*, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co> Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Briguglio, L.: 2003b, *Methodological and practical considerations for constructing socio-economic indicators to evaluate disaster risk*, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co> Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Cardona, O.D.: 2001, *Estimación Holística del Riesgo Sísmico utilizando Sistemas Dinámicos Complejos*, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España

Cardona, O.D.: 2005, *Indicadores de Riesgo de Desastre y Gestión de Riesgos. Informe Resumido*. IDB Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Banco Interamericano de Desarrollo, División de Medio Ambiente, Departamento de Desarrollo Sostenible, Washington D.C.

Cardona, O.D., Hurtado, J. E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A.C., Velásquez, L.S. y Prieto, S.D.: 2003a, *La noción de riesgo desde la perspectiva de los desastres: Marco conceptual para su gestión integral*. Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co>

Cardona, O.D., Hurtado, J. E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A.C., Velásquez, L.S. y Prieto, S.D.: 2003b, *Indicadores para la Medición del Riesgo: Fundamentos para un Enfoque Metodológico*. Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co>

Cardona, O. D., Hurtado, J. E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A.C., Velásquez, L.S. y Prieto, S.D.: 2004, *Dimensionamiento relativo del riesgo y de la gestión: Metodología utilizando indicadores a nivel nacional*. Programa BID/IDEA de Indicadores para la Gestión de Riesgos, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co>

Cardona, O. D., Hurtado, J. E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A.C., Velásquez, L.S. y Prieto, S.D.: 2005, *Sistema de indicadores para la gestión del riesgo de desastre: Informe técnico principal*. Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co> Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Carreño, M.L.: 2001, *Sistema Experto para la Evaluación del Daño Postsísmico en Edificios*, Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería Civil y Medio Ambiente, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia. Carreño, M.L., 2006, *Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex ante y ex post*, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Carreño, M.L, Cardona, O.D., Barbat, A.H.: 2004, *Metodología para la evaluación del desempeño de la gestión del riesgo*, CIMNE monografía IS-51, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Carreño, M.L, Cardona, O.D., Barbat, A. H.: 2005, *Sistema de indicadores para la evaluación de riesgos*, CIMNE monografía IS-52, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Carreño, M.L, Cardona, O.D., Barbat, A. H.: 2006, "Urban seismic risk evaluation: a holistic approach", *Journal of Natural Hazards* (en impresión), Springer, Dordrecht, Países Bajos.

Comfort, L.K.: 1999, *Shared Risk: Complex Systems in Seismic Response*, Pergamon, New York.

Cutter, S.L. (Editor): 1994, *Environmental Risks and Hazards*, Prentice Hall, New Jersey.

Davidson, R.: 1997, *An Urban Earthquake Disaster Risk Index*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Report No. 121, Stanford.

Davis, I.: 2003, *The Effectiveness of Current Tools for the Identification, Measurement, Analysis and Synthesis of Vulnerability and Disaster Risk*, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, <http://idea.unalmzl.edu.co>

ISDR: 2003, *A framework to guide and monitor disaster risk reduction*, Borrador de Propuesta, ISDR/ UNDP. Disponible en: www.unisdr.org/dialogue/basicdocument.htm

Masure, P.: 2003, *Variables and indicators of vulnerability and disaster risk for landuse and urban or territorial planning*, IDB Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co>

Mitchell, T.: 2003, *An operational framework for mainstreaming disaster risk reduction*, Benfield Hazard Research Centre Disaster Studies, Working Paper 8.

Munda, G.: 2003, *Methodological Exploration for the Formulation of a Socio-Economic Indicators Model to Evaluate Disaster Risk Management at the National and Sub-National Levels. A Social Multi-Criterion Model*, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmzl.edu.co>

Puente S.: 1999, "Social vulnerability to disasters in Mexico City: An assessment method", in *Crucibles of Hazard: Mega-Cities and Disasters in Transition*, James K Mitchell (editor), United Nations University Press, New York.

Saaty, T. L.: 1980, *The Analytic Hierarchy Process*, McGraw-Hill Book Co., NewYork.

Saaty, T.L.: 1987, The analytic hierarchy process- what it is and how it is used, *Mathematical Modelling*, 9, 161-176.

Saaty, T.L., Vargas, L.G.: 1991, *Prediction, Projection, and Forecasting: Applications of the Analytical Hierarchy Process in Economics, Finance, Politics, Games, and Sports*, Boston: Kluwer Academic Publishers.

SIRE: 2005, www.sire.gov.co, Bogotá, Colombia.

Tucker, B.E., Erdik, M.Ö, Hwang, C.N. (editors): 1994, *Issues in Urban Earthquake Risk*, Springer, Dordrecht, Países Bajos.

UNDP: 2004, *Reducing Disaster Risk: A Challenge for Development*. A Global Report, Programa de Desarrollo de las Naciones Unidas, Índice de Riesgos de Desastres, Ginebra.

World Bank: 2004, *Identification of global natural disaster risk hotspots*, Center for Hazard and Risk Research at University of Columbia, Washington.

EVALUACION DEL RIESGO SISMICO URBANO: UN ENFOQUE HOLISTICO

Martha-Liliana Carreño T.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

liliana@cimne.upc.edu

Omar Darío. Cardona A.

Universidad Nacional de Colombia, Campus Palogrande. IDEA, Cra. 27 No. 64-60, Manizales, Colombia.

odcardona@unal.edu.co

Mabel Cristina. Marulanda F.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

mmarulan@upc.edu

Alex H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

alex_barbat@upc.edu

RESUMEN

El riesgo ha sido definido, para efectos de su gestión, como las consecuencias económicas, sociales y ambientales potenciales de eventos peligrosos que pueden ocurrir en un periodo de tiempo específico. No obstante, en el pasado, el concepto de riesgo ha sido definido, en muchos casos, de una forma fragmentada, de acuerdo con cada disciplina científica involucrada en este estudio. Desde la perspectiva de este artículo, el riesgo requiere de una evaluación multidisciplinar que tenga en cuenta, no sólo el daño físico esperado y el número o tipo de víctimas o pérdidas económicas, sino también las condiciones relacionadas con la fragilidad social y la falta de resiliencia que favorecen los efectos de segundo orden (efectos indirectos) cuando un evento peligroso impacta golpea un centro urbano. El método general propuesto de evaluación del riesgo urbano es multi-amenaza y holístico: es decir, es un enfoque integrado y comprensivo para guiar la toma de decisiones. La evaluación del daño físico potencial (enfoque duro) como resultado de la convolución de la amenaza y la vulnerabilidad física de edificios e infraestructura es el primer paso de este método. Subsecuentemente, también se considera un conjunto de condiciones sociales de contexto que agravan los efectos físicos (enfoque blando). En este método, la evaluación holística del riesgo está basada en la utilización de indicadores de riesgo urbano. De acuerdo con este procedimiento, el índice de riesgo físico se obtiene para cada unidad de análisis de los escenarios de pérdida existentes. El índice de riesgo total se obtiene de afectar el primer índice por un factor de impacto que involucra un coeficiente

de agravamiento el cual está basado en variables asociadas con las condiciones socio-económicas de cada unidad de análisis. Finalmente, el método propuesto es aplicado en su forma de amenaza individual a la evaluación holística del riesgo sísmico para las ciudades de Bogotá (Colombia) y Barcelona (España).

Palabras claves: Enfoque holístico, evaluación del riesgo, riesgo sísmico, vulnerabilidad socio-económica.

ABSTRACT

Risk has been defined, for management purposes, as the potential economic, social and environmental consequences of hazardous events that may occur in a specified period of time. However, in the past, the concept of risk has been defined in a fragmentary way in many cases, according to each scientific discipline involved in its appraisal. From the perspective of this article, risk requires a multidisciplinary evaluation that takes into account not only the expected physical damage, the number and type of casualties or economic losses, but also the conditions related to social fragility and lack of resilience conditions, which favour the second order effects (indirect effects) when a hazard event strike an urban centre. The proposed general method of urban risk evaluation is multi hazard and holistic, that is, an integrated and comprehensive approach to guide decision-making. The evaluation of the potential physical damage (hard approach) as the result of the convolution of hazard and physical vulnerability of buildings and infrastructure is the first step of this method. Subsequently, a set of social context conditions that aggravate the physical effects are also considered (soft approach). In the method here proposed, the holistic risk evaluation is based on urban risk indicators. According to this procedure, a physical risk index is obtained, for each unit of analysis, from existing loss scenarios, whereas the total risk index is obtained by factoring the former index by an impact factor or aggravating coefficient, based on variables associated with the socio-economic conditions of each unit of analysis. Finally, the proposed method is applied in its single hazard form to the holistic seismic risk evaluation for the cities of Bogotá (Colombia) and Barcelona (Spain).

Keywords: Holistic approach, risk evaluation, seismic risk, socio-economic vulnerability.

1 LA NOCIÓN DE RIESGO

Muchos enfoques conceptuales de riesgo tienen su origen en los estudios de amenaza tecnológica y algunos de ellos son extrapolados al campo del riesgo de desastres naturales. Tal vez, las primeras investigaciones especializadas en el tema de desastres naturales comenzaron a principios de lo sesenta basadas en las contribuciones pioneras de Gilbert White (1964) desde el punto de vista de la ecología y la geografía. Sociólogos como Enrico Quarantelli (1988) y Russell Dynes (1994) desde 1963 hicieron esfuerzos para explicar la respuesta social de los desastres siguiendo analogías como la respuesta en caso de ataques nucleares. Geógrafos como Robert Kates (197) y Roger Kaspersen (1988) y el físico Christopher Hohenemser enfocaron su investigación en riesgos naturales y nucleares. Desde el punto de vista de la ingeniería civil estas investigaciones han sido materializadas en desarrollos realizados en el campo del riesgo físico. Así, comenzando del trabajo en evaluación del daño de Whitman (1973), innumerables metodologías en la evaluación del riesgo sísmico físico han sido desarrolladas en todo el mundo. Más tarde, este proceso evolucionó hacia una visión mas integral del riesgo sísmico incorporando otros de sus aspectos (Coburn y Spence 1992) hasta alcanzar la metodología

generalizada HAZUS (1999), ahora disponible para la evaluación del riesgo multiamenaza. Durante los años 90, muchos investigadores, motivados por la Década Internacional de Reducción de los Desastres Naturales, DIRDN, trabajaron con riesgos y desastres en el mundo. El tema ganó importancia y se ha venido aumentando el reconocimiento que los términos amenaza, vulnerabilidad y riesgo han tenido diferentes significados e implicaciones desde los diferentes ángulos metodológicos y prácticos (Cardona, 2004).

Un ejemplo de un modelo sistemático de riesgo fue proporcionado por Kates (1971) desde el pensamiento de la escuela ecologista. El describe la noción de “ajuste” de las amenazas naturales considerando las interacciones entre naturaleza, hombre y tecnología. Palmund (1989) propuso un modelo analógico con la estructura clásica de la tragedia Griega (con actores, escenario, drama y roles) para explicar el desastre ambiental desde la perspectiva política y social. Un contexto clásico o explicación estructural, donde el riesgo es visto como un atributo de las estructuras sociales, es el propuesto por Douglas y Wildavsky (1982). Una teoría cultural del riesgo es propuesta por Rayner (1992), mientras que los enfoques de la escuela de la Economía Política son propuestos por Wesgate y O’Keefe (1976), Wijkman y Timbarlae (1984), Susmal *et al.* (1984) y Chambers (1989). Las contribuciones de Wisner (1993), Cannon (1994), Blaikie *et al.* (1996) y los miembros de la Red de Estudios Sociales de Prevención de Desastres en Latinoamérica (La RED) (Maskrey, 1994; Lavell, 1996; Cardona, 1996; Mansilla, 1996) también deben ser consideradas constructivistas, enfatizando la construcción social de la vulnerabilidad y el riesgo. Una de las contribuciones conceptuales que se derivan en un enfoque multidisciplinario fue hecha por Wilches-Chaux (1989); él propuso diferentes clases de vulnerabilidad (cultural, ambiental, social, económica, física, etc.).

El reporte *Análisis de los Desastres Naturales y Vulnerabilidad* (UNDRO, 1980), basado en la reunión de expertos realizada en 1979, propuso la unificación de desastre relacionada con las definiciones de amenaza (A), vulnerabilidad (V), elementos expuestos (E) y riesgo (R) y sugirió una expresión para asociarlas, considerada un estándar en el presente,

$$R = E \cdot H \cdot V \quad (1)$$

Muchas metodologías de evaluación del riesgo, basadas en esta formulación, han sido desarrolladas desde diferentes perspectivas en las últimas décadas, y, recientemente se desarrolló un enfoque holístico o multidisciplinario para el caso de centros urbanos (Cardona y Hurtado 2000; Masure, 2003).

Cardona (2001) desarrolló un marco conceptual y un modelo para el análisis de riesgo sísmico de una ciudad desde una perspectiva holística. Este modelo considera las variables de riesgo “duro” y “blando” del centro urbano, teniendo en cuenta la exposición, las características socioeconómicas de las diferentes localidades (unidades) de la ciudad y su capacidad de resistir desastres o su grado de resiliencia. El modelo se construyó para guiar la toma de decisiones en la gestión de riesgos, ayudar a identificar zonas críticas de la ciudad y su vulnerabilidad desde diferentes disciplinas profesionales.

2 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

Este artículo presenta un método alternativo de evaluación de riesgo urbano basado en el modelo de Cardona (Cardona, 2001; Barbat y Cardona, 2003), utilizando un enfoque holístico y describiendo el riesgo sísmico mediante índices. El daño esperado en edificios y pérdidas en la infraestructura, obtenidas de futuros escenarios de pérdidas, es información básica para la evaluación del riesgo físico en cada unidad de análisis. El índice de daño físico se obtiene a partir de estos datos.

El método propuesto se desarrolla para una evaluación multiamenaza y por lo tanto es necesario disponer de estimaciones de daño físico para todas las amenazas significativas. Frecuentemente, cuando se dispone de información histórica, la principal amenaza puede ser identificada y de esta forma, su situación potencial más crítica.

La evaluación holística del riesgo mediante índices se logra afectando el riesgo físico con un factor de impacto obtenido de las condiciones contextuales como la fragilidad socioeconómica o la falta de resiliencia que agravan el escenario físico de pérdida inicial. Se necesitan datos disponibles de estas condiciones a nivel urbano para aplicar el método. Mas adelante se hace una explicación del modelo y también se describen algunos ejemplos de aplicación para las ciudades de Bogotá, Colombia, y Barcelona, España, para ilustrar los beneficios de este enfoque que contribuye a la efectividad del manejo del riesgo, invitando a la acción, identificando las debilidades duras (hard) y blandas (soft) del centro urbano. La fFigura 1 muestra el marco teórico del modelo alternativo.

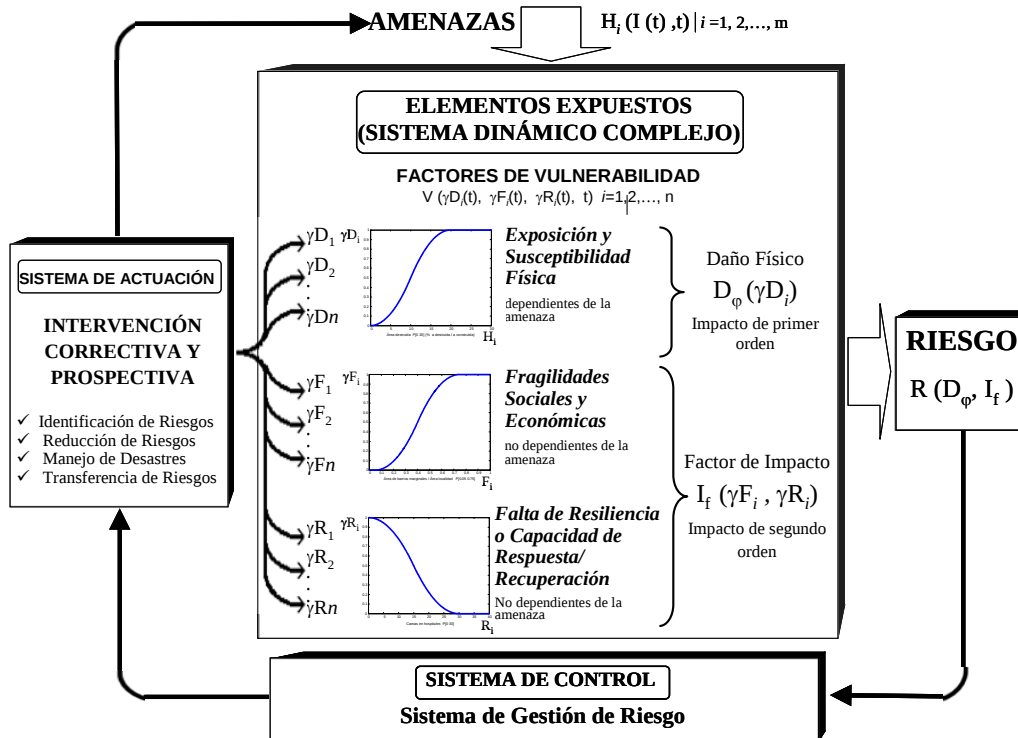


Figura 1 Marco teórico y modelo para el enfoque holístico de riesgo de desastres (adaptado de Cardona y Barbat, 2000)

Desde una perspectiva holística del riesgo, R es una función del daño físico potencial, D_j , y un factor de impacto, I_f . El primero se obtiene de la susceptibilidad de los elementos expuestos γD_i , a amenazas, H_i , con respecto a sus intensidades potenciales, I , de eventos en un periodo de tiempo t , y el último depende de las fragilidades sociales γF_i , y los temas relacionados con la falta de resiliencia, γR_i , de que tan propenso está el sistema socio-técnico o contexto a un desastre. Usando los meta conceptos de la teoría de control y sistemas dinámicos complejos para reducir el riesgo, es necesario intervenir de forma correctiva y prospectiva los factores de vulnerabilidad y cuando sea posible, intervenir directamente las amenazas. El manejo de riesgos requiere de un sistema de control (estructura institucional) y un sistema de actuación (políticas públicas y acciones) para implementar los cambios necesarios en los elementos expuestos o sistemas complejos donde el riesgo es un proceso social.

La evaluación holística del riesgo propuesta en este artículo se realiza utilizando un conjunto de variables de entrada, denominadas descriptores. Estos reflejan el riesgo físico y las condiciones de agravamiento que contribuyen al impacto potencial. Los descriptores, que será discutido más adelante, son obtenidos de los escenarios de pérdidas y de la información de la capacidad socioeconómica y de resistencia de un contexto expuesto (Carreño *et al.* 2005).

El modelo de evaluación holística del riesgo urbano propuesto en este artículo mejora los aspectos conceptuales y metodológicos de la primera propuesta de Cardona (2001), refinando las técnicas numéricas aplicadas y llegando a una herramienta más versátil. El mejoramiento conceptual proporciona un soporte teórico y analítico más sólido al nuevo modelo, eliminando aspectos innecesarios y dudosos del método anterior y dando mayor transparencia y aplicabilidad en algunos casos. El modelo de Cardona permite la evaluación del riesgo sísmico en un centro urbano teniendo en cuenta las características del riesgo físico, amenaza sísmica, exposición física, fragilidad socioeconómica y falta de resiliencia, que identifican las características de la ciudad que incrementan el nivel de riesgo así como también las áreas críticas. Este modelo analiza diferentes tipos de información mediante indicadores y utiliza un proceso de normalización de los resultados basados en la media y la desviación estándar aplicados a cada indicador. Como consecuencia, los resultados obtenidos con el modelo de Cardona permiten una comparación relativa del riesgo sísmico holístico entre diferentes áreas de una ciudad, pero no una comparación, en términos absolutos, con otras áreas urbanas. El modelo de Cardona utiliza un sistema neuro-difuso, con conjuntos difusos que identifican las calificaciones lingüísticas de los descriptores, pero no existe la información necesaria de la calibración de este sistema.

El nuevo modelo aquí propuesto conserva el enfoque basado en indicadores, pero mejora el procedimiento de normalización y calcula los índices finales de una manera absoluta (no relativa). Esta característica facilita la comparación del riesgo entre centros urbanos. En este método, la exposición y la amenaza sísmica han sido eliminadas debido a que se considera que están contempladas en el cálculo del riesgo físico. El descriptor de densidad de población, un componente de exposición en el modelo de Cardona, aquí se consideró, como un descriptor de fragilidad social. El nuevo enfoque conserva el uso de indicadores y de los conjuntos difusos o funciones de pertenencia originalmente propuestos por Cardona, pero de una forma diferente. Otros cambios en el modelo propuesto son las unidades en las que se expresan algunos de los descriptores, en ciertos casos es más importante normalizar los valores de entrada con respecto a la población que con respecto al área de la zona de estudio. Por ejemplo, en el caso del número de camas en hospitales existentes en el área urbana estudiada.

La fragilidad socioeconómica y la falta de resiliencia son un conjunto de factores (relacionados con los efectos indirectos o intangibles) que agravan el riesgo físico (efectos directos potenciales). Así, el riesgo total depende de los efectos directos, o el riesgo físico y los efectos indirectos expresados como un factor de efectos directos. Por lo tanto, el riesgo total puede estar expresado de la siguiente forma:

$$R_T = R_F(1 + F) \quad \text{o} \quad (2)$$

Esta expresión se conoce como la ecuación de Moncho, R_T es el índice de riesgo total, R_F es el índice de riesgo físico y $(1 + F)$ es el factor de impacto, en el cual F es el coeficiente de agravamiento que depende de la fragilidad socio-económica, FS , y de la falta de resiliencia del contexto, FR . El riesgo total, para el caso sísmico también se le identifica como Urban Seismic Risk Index, $USRI$, por su denominación en inglés.

El riesgo físico R_F se obtiene mediante la suma ponderada de factores de riesgo físico,

$$R_F = \sum_{i=1}^p w_{RFi} \times F_{RFi} \quad (3)$$

Donde F_{RFi} son los factores de riesgo físico, w_{RFi} es el peso para cada factor y p es el número total de descriptores de riesgo físico. Los pesos suman 1 y se obtienen utilizando el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ), el cual es usado para obtener la jerarquía de las comparaciones de pares discretos y continuos (Saaty, 2001). Este proceso, explicado en el Apéndice A, se ha llevado a cabo partiendo de la opinión de expertos, recolectada en las tablas A.1 a A.3, mediante el método Delphi. Esta es la forma más adecuada de calcular la importancia relativa de las variables de diferente naturaleza y sus pesos relativos.

La tabla 1 presenta los descriptores propuestos para el riesgo físico y las unidades en las cuales se utilizan. Es importante mencionar que el cálculo de escenarios de riesgo físico no es el objetivo de la metodología desarrollada en este artículo, pero el índice de riesgo físico es obtenido partiendo de las evaluaciones de pérdidas existentes.

Tabla 1 Descriptores de riesgo físico, sus unidades e identificadores

Descriptor		Unidades
X_{RF1}	Área destruida	% (área destruida / área construida)
X_{RF2}	Muertos	Número de muertos cada 1,000 habitantes
X_{RF3}	Heridos	Número de heridos cada 1,000 habitantes
X_{RF4}	Roturas red de acueducto	Número de roturas / Km ²
X_{RF5}	Roturas red de gas	Número de roturas / Km ²
X_{RF6}	Longitud de redes eléctricas caídas	m de longitud caída / Km ²
X_{RF7}	Vulnerabilidad de centrales telefónicas	Índice de vulnerabilidad
X_{RF8}	Vulnerabilidad subestaciones eléctricas	Índice de vulnerabilidad
X_{RF9}	Daño en la red vial	Índice de daño

Los factores de riesgo físico se obtienen utilizando funciones de transformación mostradas en la figura 2, con las que conocido el valor bruto de cada descriptor (número de fallecidos, área destruida, etc.) se obtiene el valor de cada factor de riesgo físico, el cual toma un valor entre 0 y 1. Por ejemplo, la función de transformación para el área construida dañada, de acuerdo con la opinión de los expertos, es 0 cuando este descriptor tiene el valor mínimo y es 1 cuando el área dañada puede llegar a ser del 20% del área construida.

En forma similar se calcula el coeficiente de agravamiento, F , de la suma ponderada de los factores de agravamiento por fragilidad social, F_{FSi} , y por falta de resiliencia, F_{FRj}

(4)

Donde w_{FSi} y w_{FRj} son pesos que toman en consideración su importancia relativa, suman 1 y son calculados utilizando el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ), m y n indican el número total de descriptores para fragilidad socio-económica y falta de resiliencia respectivamente.

(5)

La tabla 2 presenta los descriptores propuestos para conformar el coeficiente de agravamiento por fragilidad social y falta de resiliencia. En la tabla 3 se observan los descriptores con las unidades utilizadas. Los factores de agravamiento son calculados mediante las funciones de transformación de la figura 3 y la figura 4, que relacionan los valores brutos de las variables o descriptores que representan la fragilidad social y la resiliencia con los valores correspondientes del agravamiento. El peso w_{FS} o w_{FR} de cada factor F_{FSi} o F_{FRj} se calcula utilizando el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ).

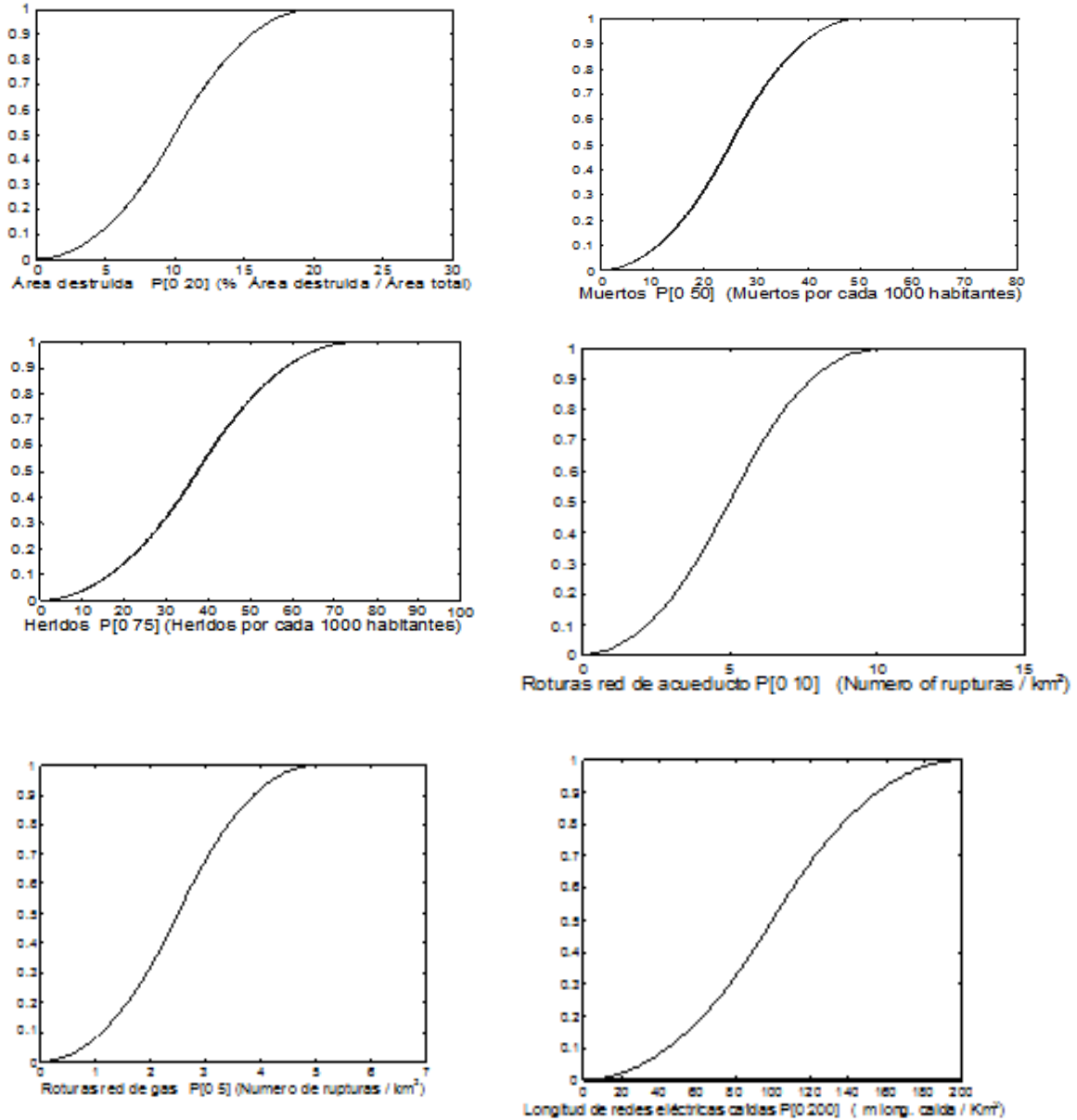


Figura 2 Funciones de transformación utilizadas para normalizar los factores de riesgo físico.

Tabla 2 Descriptores utilizados para estimar el coeficiente F

Aspecto	Descriptor
Fragilidad social	Área de barrios marginales
	Tasa de mortalidad
	Tasa de delincuencia
	Índice de disparidad social
	Densidad de la población
Falta de resiliencia	Camas hospitalarias
	Recursos humanos en salud
	Espacio público
	Personal de socorro
	Nivel de desarrollo de la localidad
	Operatividad en emergencias

Tabla 3 Descriptores de agravamiento, sus unidades e identificadores

Descriptor	Unidades
X_{FS1} Área de barrios marginales	Área barrios marginales / Área localidad
X_{FS2} Tasa de mortalidad	Número de muertos cada 10,000 habitantes
X_{FS3} Tasa de delincuencia	Número de delitos cada 100,000 habitantes
X_{FS4} Índice de disparidad social	Índice entre 0 y 1
X_{FS5} Densidad de población	Habitantes / Km ² de área construida
X_{FR1} Camas hospitalarias	Número de camas cada 1,000 hab
X_{FR2} Recurso humano en salud	Recurso humano en salud cada 1,000 hab
X_{FR3} Espacio público	Área de espacio público/ Área total
X_{FR4} Personal de socorro	Personal de socorro cada 10,000 hab
X_{FR5} Nivel de desarrollo de la localidad	Calificación de 1 a 4
X_{FR6} Operatividad en emergencias	Calificación de 0 a 1*

- Este índice se definió por Carreño *et al.* (2005)

Para determinar las funciones de transformación, en la mayoría de los casos, se utilizaron funciones sigmoideas. Los valores de los descriptores se encuentran en el eje x y los factores correspondientes, o los valores escalados, se encuentran en el eje y . Una vez definida la forma de estas funciones, se fijaron todos sus valores máximos (correspondientes a los valores 1 ó 0 para cada factor) utilizando información existente de desastres pasados así como también apreciaciones de expertos, tanto americanos como europeos. En los casos de falta de resiliencia, de los descriptores del nivel de desarrollo de la comunidad y del plan de emergencias o preparación se utilizó una relación de regresión lineal.

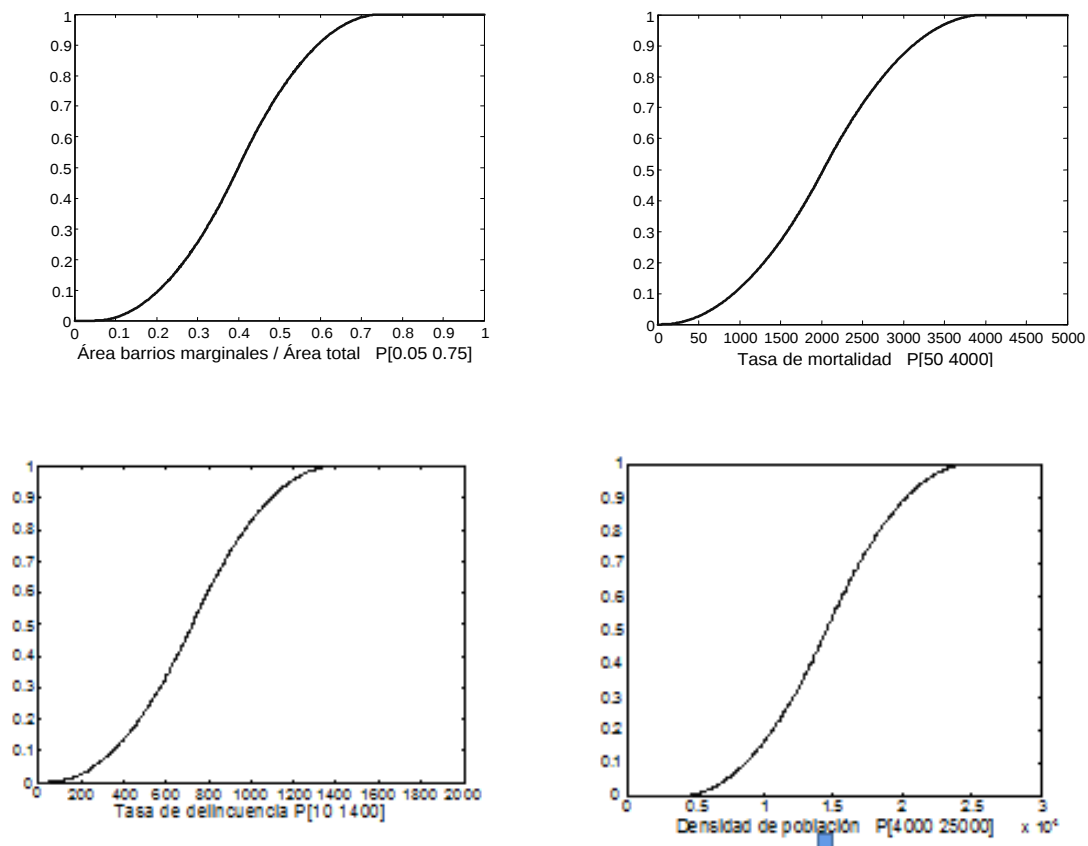


Figura 3 Funciones de transformación utilizadas para normalizar los factores de fragilidad social.

Se considera que los efectos indirectos de los eventos peligrosos, medidos por el factor F en la ecuación 2, pueden ser del mismo orden que los efectos directos. De acuerdo con la Comisión Económica de Naciones Unidas para Latinoamérica y el Caribe, CEPAL, se estima que los efectos económicos indirectos de un desastre natural dependen del tipo de fenómeno (Zapata, 2004). El orden de magnitud de los efectos económicos indirectos para un desastre 'húmedo' (por ejemplo, causado por una inundación) podrían llegar a ser del orden de 0.50 a 0.75 de los efectos directos. En el caso de un desastre 'seco' (por ejemplo, un sismo), los efectos indirectos podrían llegar a ser del orden de 0.75 a 1.00 de los efectos directos. La diferencia radica en el tipo de daño que ocasionan (destrucción de cultivos, infraestructura, viviendas, etc). Esto significa que el riesgo total R_T , podría ser del orden de 1.5 y 2 veces el R_E . En este método se asume que el valor máximo es 2. Por esta razón, en este caso, el factor de impacto, F , toma valores entre 0 y 1 en la ecuación 2.

La Figura 5 muestra el proceso de cálculo del índice de riesgo total para las unidades de análisis, que pueden ser distritos, municipios, comunas o localidades.

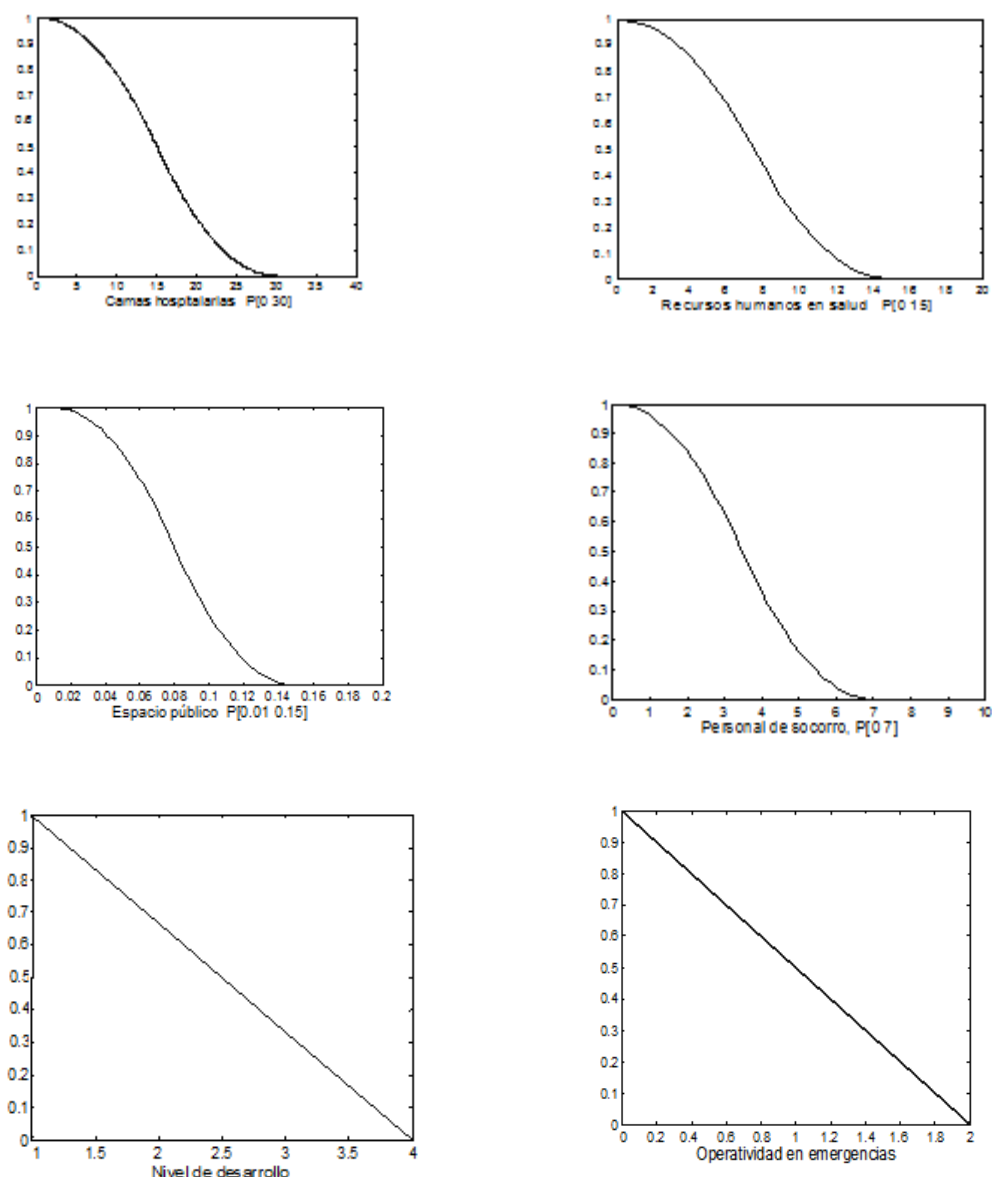


Figura 4 Funciones de transformación utilizadas para normalizar los factores de falta de resiliencia.

Expresar el resultado del índice R_F y de F como una combinación lineal de indicadores relativos implica que no existe interacción entre los mismos o entre dichas variables y los pesos que se utilizan en la ponderación. Esto no es muy realista pero en ocasiones se ha considerado aceptable teniendo en cuenta las incertidumbres e imprecisiones inherentes de los datos y para efectos de simplificación. Una vez los descriptores se han escalado y se han convertido en factores (conmensurables) se debe realizar su ponderación según sea su importancia relativa al interior del índice del cual hacen parte. La participación de cada factor ilustra que tan importante es frente a los demás en la composición del índice de riesgo físico o en el coeficiente de agravamiento. Dado que el riesgo no puede ser medido directamente y los indicadores no están bien correlacionados, la única opción que queda para la ponderación es la evaluación subjetiva por parte de expertos de las importancias relativas de los factores que componen un índice. Aunque esta técnica parece ser indeseable por algunos por la falta de una base explícitamente

replicable, en evaluaciones características dentro de lo que se conoce como ciencia pos-normal (Funtowicz y Ravetz, 1992), como es el caso del riesgo de desastre, ésta es la única opción factible y razonable para capturar el criterio, la experiencia y el juicio de expertos. Como alternativa se ha propuesto el Proceso Analítico Jerárquico (PAJ) que facilita el análisis multicriterio basado en importancias relativas. Una descripción resumida de esta técnica se presenta en el Apéndice A.

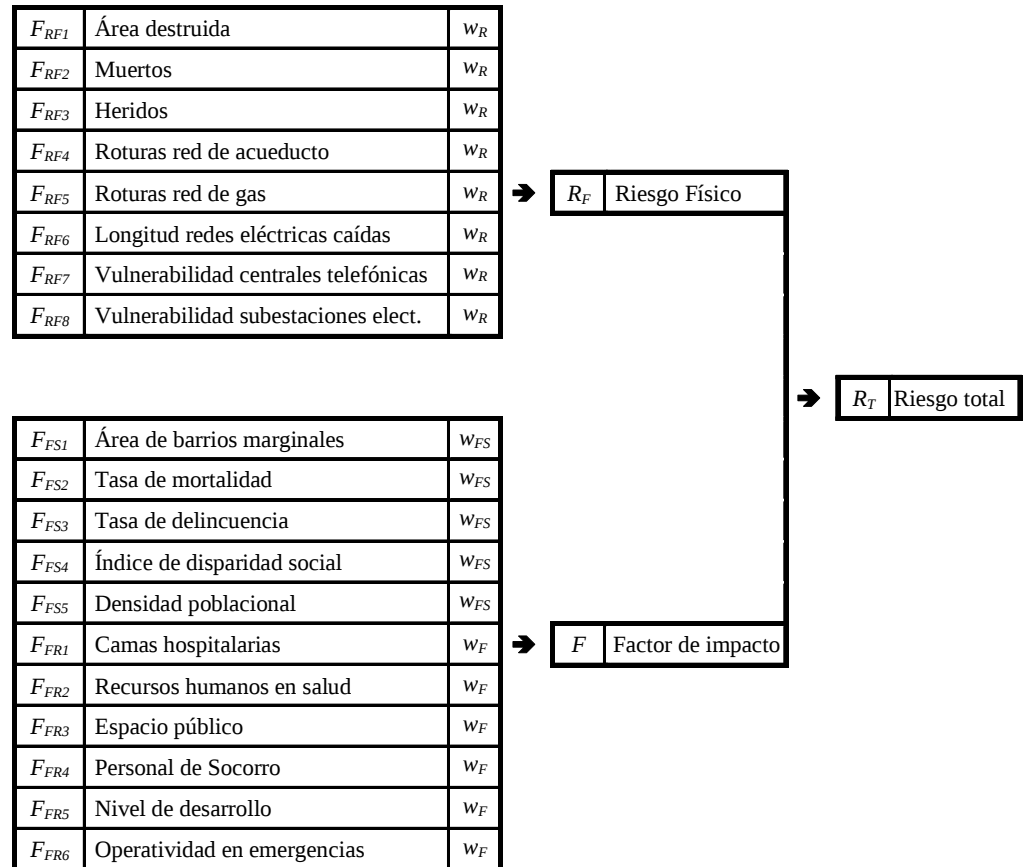


Figura 5 Factores de riesgo físico, fragilidad social y falta de resiliencia y sus pesos

3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

3.1 Riesgo sísmico de Bogotá

En Bogotá, la capital de Colombia, las localidades o alcaldías menores, son subdivisiones político-administrativas del territorio urbano con competencias claras y criterios de financiación y aplicación de recursos. Se crearon con el objetivo de atender de una forma más eficaz las necesidades de la población de cada territorio. Desde 1992, Bogotá está dividida en 20 localidades, las cuales se pueden ver en la Figura 6: Usaquén, Chapinero, Santafé, San Cristóbal, Usme, Tunjuelito, Bosa, Ciudad Kennedy, Fontibón, Engativa, Suba, Barrios Unidos, Teusaquillo, Mártires, Antonio Nariño, Puente Aranda, Candelaria, Rafael Uribe, Ciudad Bolívar y Sumapaz. En este estudio, se consideraron sólo 19 de estas localidades ya que la localidad

de Sumapaz corresponde a área rural. Estas localidades están subdivididas en 117 unidades territoriales (UPZ).



Figura 6 División político-administrativa de Bogotá, Colombia.

Como es bien conocido, la amenaza sísmica es la amenaza más significativa para Bogotá. El escenario de riesgo sísmico físico ilustrado en la Figura 7 (Universidad de los Andes, 2005) se utilizó como punto de partida para la aplicación del modelo. Este mapa representa el área destruida en celdas predefinidas considerando que un terremoto con magnitud M_s de 7.,4 y un período de retorno de 500 años ocurre en la falla frontal de la cordillera oriental (Universidad de Los Andes, 2005). El escenario de riesgo sísmico se calculó mediante simulaciones edificio por edificio, obteniendo los descriptores del riesgo físico para cada UPZ. Sin embargo, la información relacionada con los factores de agravamiento ha sido calculada para cada localidad y no para cada UPZ, como se verá más adelante.

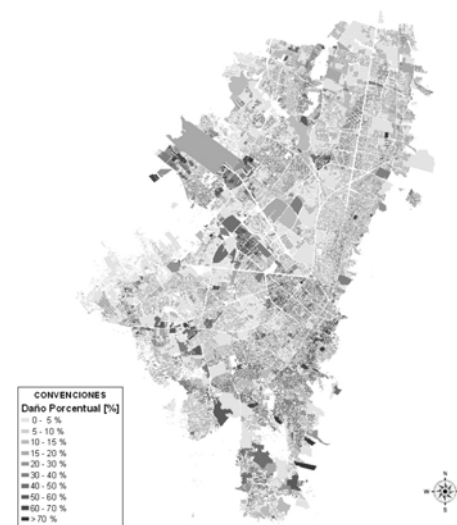


Figura 7 Un escenario de riesgo sísmico físico (Universidad de los Andes, 2005)

Las tablas 4 y 5 muestran los pesos calculados usando el PAJ como se describe en el Apéndice A, para los componentes del riesgo físico y para los factores de agravamiento, respectivamente.

Tabla 1 Pesos para los factores de riesgo físico

Factor	Peso	Valor
F_{RE1}	W_{RE1}	0.31
F_{RE2}	W_{RE2}	0.10
F_{RE3}	W_{RE3}	0.10
F_{RE4}	W_{RE4}	0.19
F_{RE5}	W_{RE5}	0.11
F_{RE6}	W_{RE6}	0.11
F_{RE7}	W_{RE7}	0.04
F_{RE8}	W_{RE8}	0.04

Tabla 2 Pesos para los factores de las condiciones de agravamiento

Factor	Peso	Valor
F_{ES1}	W_{ES1}	0.18
F_{ES2}	W_{ES2}	0.04
F_{ES3}	W_{ES3}	0.04
F_{ES4}	W_{ES4}	0.18
F_{ES5}	W_{ES5}	0.18
F_{ER1}	W_{ER1}	0.06
F_{ER2}	W_{ER2}	0.06
F_{ER3}	W_{ER3}	0.04
F_{ER4}	W_{ER4}	0.03
F_{ER5}	W_{ER5}	0.09
F_{ER6}	W_{ER6}	0.09

Las tablas 6 a 8 muestran los valores de los descriptores utilizados en esta aplicación, los cuales representan el riesgo físico y la fragilidad social y la falta de resiliencia de la ciudad. La tabla 7 muestra los valores de los factores de riesgo físico obtenidos de la aplicación de las funciones de la figura 4. La tabla 9 muestra los factores de agravamiento de los efectos indirectos debidos a la fragilidad social y la falta de resiliencia que se obtienen de la aplicación de las funciones de la figura 2 y 3. El índice de riesgo físico, R_F , y el coeficiente de agravamiento, F , también están indicados en estas tablas. Igualmente, se muestran los valores promedio de la ciudad. Estos son calculados normalizando la densidad de población. La tabla 10 muestra los resultados del riesgo físico, el factor de impacto, el riesgo total de cada localidad y los valores promedios para la ciudad.

Las figuras 8 a 12 muestran gráficamente los resultados de la evaluación holística del riesgo sísmico de Bogotá utilizando el modelo propuesto. Los valores promedio del riesgo físico y el riesgo total por localidad se muestran en las figuras 10 y 12. En estas figuras se puede observar que la localidad de La Candelaria presenta la situación más crítica desde el punto de vista del riesgo sísmico físico y total, ya que su factor de impacto es significativo, aunque no es el mayor en la ciudad. Las localidades con mayor factor de impacto son Usme, Ciudad Bolívar, Ciudad Kennedy y Bosa, donde los valores más bajos son los de Barrios Unidos, Teusaquillo y Chapinero. El mayor riesgo físico lo presentan, además de La Candelaria, las localidades de Santa Fe, Chapinero y Los Mártires, mientras que el menor riesgo físico es el de Ciudad Kennedy y Bosa. Los mayores valores de riesgo total aparece en las localidades de La Candelaria, Santafé y Los Mártires, y los valores menores son los de Ciudad Kennedy, Barrios Unidos y Bosa.

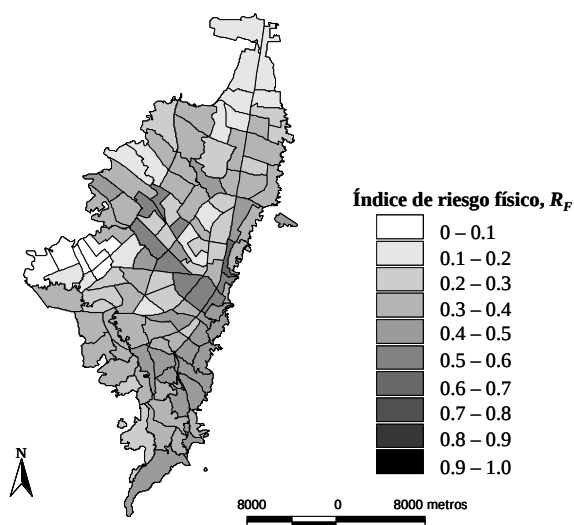


Figura 8 Índice de riesgo físico, R_F , para las UPZ de Bogotá

Tabla 3 Descriptores de riesgo físico, R_F

UPZ	Nombre UPZ	Localidad	X_{RF1}	X_{RF2}	X_{RF3}	X_{RF4}	X_{RF5}	X_{RF6}	X_{RF7}	X_{RF8}
1	Paseo los Libertadores	San Cristóbal	8.5	0	0	0.96	0.17	33.69	0.68	0.90
2	La Academia	Suba	5.6	0	1	0.81	0.17	19.14	0.66	0.77
3	Guaymaral	Suba	5.7	1	5	0.93	0.18	19.14	0.66	0.77
9	Verbenal	Usaquén	8.4	1	3	0.65	0.16	23.87	0.7	0.83
10	La Uribe	Usaquén	12.6	1	4	0.85	0.16	23.87	0.7	0.83
11	San Cristóbal Norte	Usaquén	12.3	1	4	0.67	0.14	23.87	0.7	0.83
12	Toberin	Usaquén	13	6	19	1.08	0.23	23.87	0.7	0.83
13	Los Cedros	Usaquén	12.8	8	17	0.83	0.20	23.87	0.7	0.83
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
110	Ciudad Salitre Occidental	Fontibón	10	11	21	0.89	0.16	5.49	0.64	0.7
111	Puente Aranda	Puente Aranda	21.6	55	181	1.11	0.27	20.19	0.69	0.7
112	Granjas Techo	Fontibón	30.4	102	337	0.94	0.22	5.49	0.64	0.7
113	Bavaria	Kennedy	15.5	22	57	1.14	0.24	10.80	0.54	0.7
114	Modelia	Fontibón	11.7	2	7	1.12	0.29	5.49	0.64	0.7
115	Capellania	Fontibón	27.2	23	74	1.24	0.31	5.49	0.64	0.7
116	Álamos	Negativa	36.3	21	63	1.23	0.33	2.82	0.66	0.8
117	Aeropuerto El Dorado	Fontibón	16.4	2	6	1.27	0.34	5.49	0.64	0.7

Tabla 4 Factores, F_{RF} , y el índice de riesgo físico, R_F

UPZ	Nombre UPZ	Localidad	F_{RF1}	F_{RF2}	F_{RF3}	F_{RF4}	F_{RF5}	F_{RF6}	F_{RF7}	F_{RF8}	R_F
1	Paseo los Libertadores	San Cristóbal	0.361	0	0	0.019	0.00243	0.058	0.68	0.9	0.188
2	La Academia	Suba	0.157	0	0.000356	0.0143	0.0024	0.0181	0.66	0.77	0.113
3	Guaymaral	Suba	0.162	0.0008	0.00889	0.018	0.00249	0.0181	0.66	0.77	0.116
9	Verbenal	Usaquén	0.353	0.0008	0.0032	0.00985	0.00201	0.0288	0.7	0.83	0.179
10	La Uribe	Usaquén	0.726	0.0008	0.00569	0.0157	0.00209	0.0288	0.7	0.83	0.298
11	San Cristóbal Norte	Usaquén	0.704	0.0008	0.00569	0.0105	0.00158	0.0288	0.7	0.83	0.290
12	Toberin	Usaquén	0.755	0.0288	0.128	0.0229	0.00414	0.0288	0.7	0.83	0.324
13	Los Cedros	Usaquén	0.741	0.0512	0.103	0.0148	0.00332	0.0288	0.7	0.83	0.318
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
110	Ciudad Salitre Occital.	Fontibón	0.5	0.0968	0.157	0.0168	0.00215	0.00125	0.64	0.7	0.242
111	Puente Aranda	Pte.Aranda	1	1	1	0.0239	0.00571	0.02	0.69	0.7	0.584
112	Granjas Techo	Fontibón	1	1	1	0.0182	0.00371	0.00125	0.64	0.7	0.579
113	Bavaria	Kennedy	0.899	0.387	0.885	0.0252	0.00444	0.00605	0.54	0.7	0.470
114	Modelia	Fontibón	0.656	0.0032	0.0174	0.0182	0.00655	0.00125	0.64	0.7	0.268
115	Capellania	Fontibón	1	0.423	1	0.0297	0.00788	0.00125	0.64	0.7	0.522
116	Álamos	Negativa	1	0.353	0.949	0.0292	0.00886	0.00045	0.66	0.8	0.515
117	Aeropuerto El Dorado	Fontibón	0.935	0.0032	0.0128	0.031	0.00902	0.00125	0.64	0.7	0.358

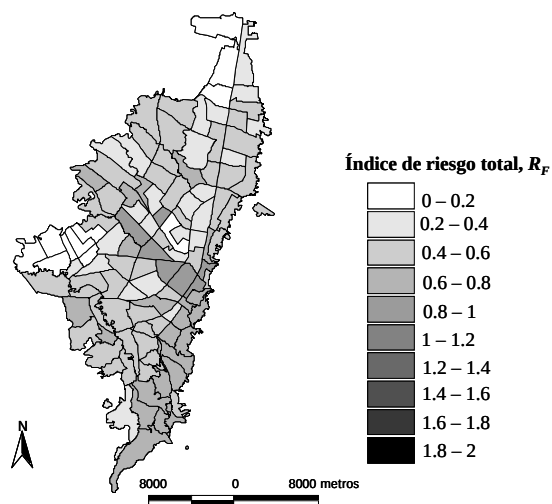
**Figura 9** Índice de riesgo total, R_T , para las UPZ de Bogotá

Tabla 5 Valores de los descriptores de agravamiento para los factores de fragilidad social y falta de resiliencia de Bogotá

Localidad	X_{FS1}	X_{FS2}	X_{FS3}	X_{FS4}	X_{FS5}	X_{FR1}	X_{FR2}	X_{FR3}	X_{FR4}	X_{FR5}	X_{FR6}
Antonio Nariño	0.015	398	120	0.2	28338	4.871	5	0.016	13	2	0.0456
Barrios Unidos	0.002	917	130	0.29	25920	1.254	33	0.150	9	2	0.0456
Bosa	0.249	1366	92	0.51	44458	0.338	3	0.038	4	2	0.0702
Chapinero	0.131	612	249	0	9255	16.265	89	0.032	19	3	0.0724
Ciudad Bolívar	0.239	1866	78	0.92	48968	0.503	3	0.035	7	2	0.1884
Engativa	0.061	2747	53	0.41	34958	0.183	7	0.142	11	2	0.1715
Fontibón	0.129	1028	34	0.39	37558	0.206	4	0.109	2	2	0.0456
Kennedy	0.164	2546	68	0.44	41451	0.756	8	0.084	1	1	0.0456
La Candelaria	0.248	100	86	0.34	13074	2.509	0	0.000	13	1	0.0456
Los Mártires	0.036	621	84	0.33	32227	2.846	103	0.033	48	2	0.0596
Puente Aranda	0.001	1323	32	0.37	37211	0.616	4	0.062	8	2	0.1715
Rafael Uribe	0.237	1618	109	0.5	36759	1.605	11	0.084	6	1	0.1715
San Cristóbal	0.265	1648	55	0.82	41875	3.490	19	0.108	11	1	0.3383
Santa Fe	0.771	694	182	0.36	17764	6.176	143	0.150	46	1	0.0904
Suba	0.110	2621	115	0.41	25886	1.181	15	0.045	4	2	0.177
Teusaquillo	0.002	681	90	0.05	14437	5.556	20	0.112	8	3	0.1315
Tunjuelito	0.161	941	63	0.45	37702	2.540	13	0.084	9	1	0.0552
Usaquén	0.050	1473	74	0.33	20836	3.972	28	0.129	3	2	0.0456
Usme	0.168	850	129	1	32863	0.199	2	0.021	12	2	0.0456

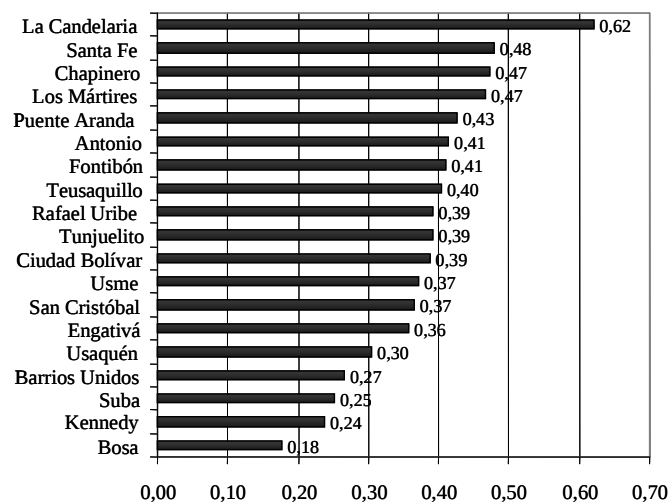
Índice de riesgo físico, R_F **Figura 10** Índice de riesgo físico para las localidades de Bogotá, en orden descendente

Tabla 6 Coeficiente de agravamiento, F , calculado con los factores de agravamiento de fragilidad social y falta de resiliencia

Localidad	F_{FS1}	F_{FS2}	F_{FS3}	F_{FS4}	F_{FS5}	F_{FR1}	F_{FR2}	F_{FR3}	F_{FR4}	F_{FR5}	F_{FR6}	F
Antonio Nariño	0	0.0155	0.00538	0.2	1	0.947	0.778	0.996	0	0.6	0.95	0.50
Barrios Unidos	0	0.0964	0.00702	0.29	1	0.997	0	0	0	0.6	0.95	0.44
Bosa	0.162	0.222	0.00194	0.51	1	1	0.92	0.92	0.367	0.6	0.93	0.61
Chapinero	0.0268	0.0405	0.0435	0	0.125	0.419	0	0.951	0	0.3	0.93	0.20
Ciudad Bolívar	0.146	0.423	0.00086	0.92	1	0.999	0.92	0.936	0	0.6	0.81	0.67
Engativa	0.000494	0.799	0.00000988	0.41	1	1	0.564	0.00653	0	0.6	0.83	0.51
Fontibón	0.0255	0.123	0	0.39	1	1	0.858	0.172	0.837	0.6	0.95	0.55
Kennedy	0.053	0.729	0.000356	0.44	1	0.99	0.436	0.444	0.959	1	0.95	0.62
La Candelaria	0.16	0.00032	0.00142	0.34	0.373	0.986	1	1	0	1	0.95	0.49
Los Mártires	0	0.0418	0.00127	0.33	1	0.982	0	0.946	0	0.6	0.94	0.48
Puente Aranda	0	0.208	0	0.37	1	0.999	0.858	0.724	0	0.6	0.83	0.52
Rafael Uribe	0.143	0.315	0.00382	0.5	1	0.994	0.142	0.444	0.0408	1	0.83	0.56
San Cristóbal	0.189	0.327	0.0000274	0.82	1	0.973	0	0.18	0	1	0.66	0.59
Santa Fe	1	0.0532	0.0191	0.36	0.763	0.915	0	0	0	1	0.91	0.61
Suba	0.0147											0.52
Teusaquillo	0	0.051	0.00176	0.05	0.494	0.931	0	0.147	0	0.3	0.87	0.27
Tunjuelito	0.0503	0.102	0.000185	0.45	1	0.986	0.0356	0.444	0	1	0.94	0.53
Usaquen	0	0.26	0.000632	0.33	0.921	0.965	0	0.045	0.633	0.6	0.95	0.46
Usme	0.0568	0.082	0.00685	1	1	1	0.964	0.988	0	0.6	0.95	0.67

Tabla 7 Riesgo sísmico de Bogotá

Localidad	R_F	F	R_T
Antonio Nariño	0,41	0,50	0,62
Barrios Unidos	0,27	0,44	0,38
Bosa			0,28
Chapinero	0,47	0,20	0,57
Ciudad Bolívar	0,39	0,75	0,65
Engativa	0,36	0,51	0,54
Fontibón	0,41	0,55	0,64
Kennedy	0,24	0,62	0,38
La Candelaria	0,62	0,49	0,93
Los Mártires	0,47	0,48	0,69
Puente Aranda	0,43	0,52	0,65
Rafael Uribe	0,39	0,56	0,61
San Cristóbal	0,37	0,59	0,58
Santa Fe	0,48	0,61	0,77
Suba	0,25	0,52	0,38
Teusaquillo	0,40	0,27	0,51
Tunjuelito	0,39	0,53	0,60
Usaquen	0,30	0,46	0,44
Usme	0,37	0,67	0,62
Bogotá	0.32	0.55	0.50

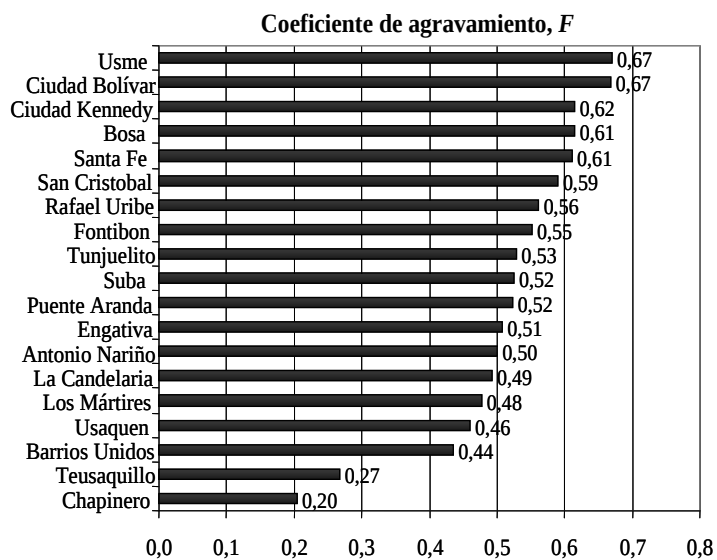


Figura 11 Coeficiente de agravamiento para las localidades de Bogotá, en orden descendente

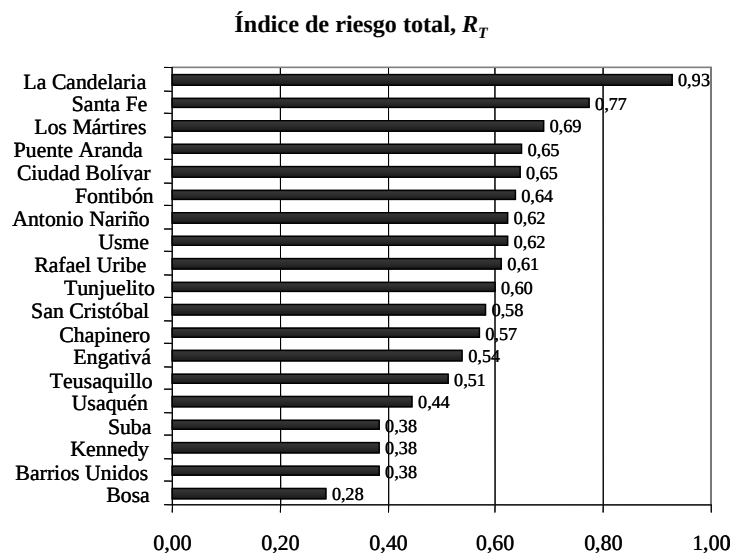


Figura 12 Índice de riesgo total para las localidades de Bogotá, en orden descendente

Bogotá fue estudiada con el primer modelo (modelo Cardona), por lo que es posible comparar los resultados obtenidos. La figura 13 muestra los resultados obtenidos (Cardona, 2001). Este fue el primer análisis integrado del riesgo sísmico de la ciudad. Los resultados obtenidos con el modelo, sólo permiten ordenar las localidades en función de su riesgo total relativo. Aunque los valores del índice son diferentes, la clasificación usando ambos modelos, es similar. Por ejemplo, la localidad de Tunjuelito presenta el menor valor de riesgo total, y la localidad de La Candelaria presenta el mayor riesgo total con el modelo alternativo propuesto y sería el segundo con el modelo anterior. Las otras localidades mantienen un orden similar (figuras 12 y 13).

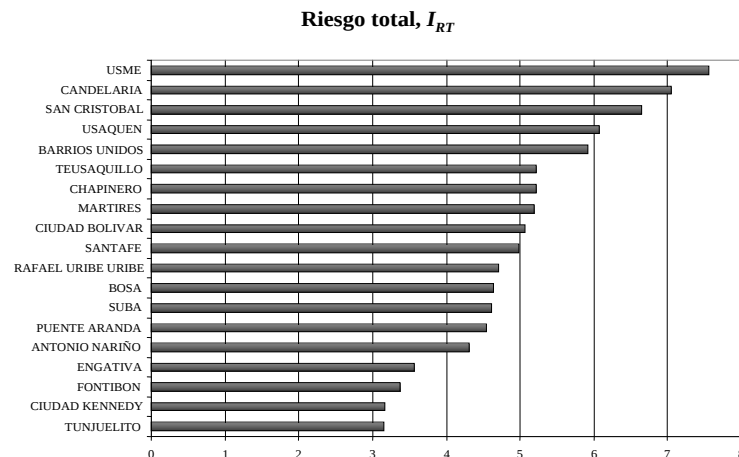


Figura 13 Índice de riesgo total para las localidades de Bogotá, obtenidas con el modelo de Cardona.

3.2 Riesgo Sísmico de Barcelona

La ciudad de Barcelona, España, esta subdividida en 10 distritos (ver figura 14), las cuales están dirigidas por un Alcalde. Los distritos tienen competencias en temas de urbanismo, espacio público, mantenimiento de infraestructuras, etc. Estas localidades son: Ciutat Vella, Eixample, Sants-Montjuïc, Les Corts, Sarrià-Sant Gervasi, Gràcia, Horta-Guinardó, Nou Barris, Sant Andreu and Sant Martí. Los distritos a su vez se subdividen en 38 barrios o zonas estadísticas grandes. Barcelona también está subdividida en 248 zonas estadísticas pequeñas (ZRP). El índice de riesgo físico se calculó de un escenario de riesgo probabilista en el marco del proyecto RISK-. UE (ICC/CIMNE, 2004). La figura 15 presenta el escenario de riesgo físico calculado, considerando las 248 zonas ZRP. El factor de impacto se calculó por distrito debido a la disponibilidad de datos a este nivel solamente.

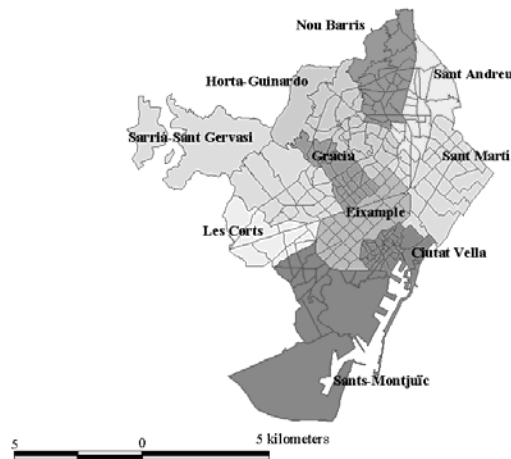


Figura 14 División territorial de Barcelona

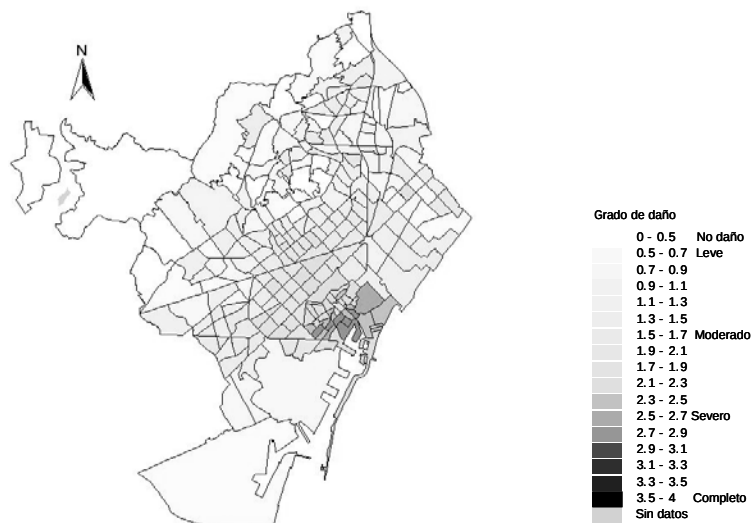


Figura 15 Escenario de riesgo físico para Barcelona, usando los 248 zonas estadísticas menores (ZRP)

La tabla 11 muestra ejemplos de los descriptores de riesgo físico para algunos de los 248 ZRP. La tabla 12 presenta ejemplos de los factores de riesgo físico. La tabla 13 muestra los valores de los descriptores de fragilidad social y falta de resiliencia, y la tabla 14 muestra los factores de agravamiento obtenidos mediante la aplicación de funciones de transformación (Figuras 2 a 4). Adicionalmente, la tabla 14, abajo, muestra los valores promedio de los factores para la ciudad, normalizados usando la densidad de población. La tabla 15 presenta algunos ejemplos de los resultados finales del índice de riesgo físico, el factor de impacto y el índice de riesgo total para cada ZRP. Los pesos son los mismos que los utilizados para Bogotá (tablas 4 y 5). Las figura 16 a 18 muestran los resultados del índice de riesgo físico, el factor de impacto y el índice de riesgo total para Barcelona usando el modelo arriba propuesto.

Tabla 8 Ejemplos de valores de descriptores de riesgo físico

ZRP	X_{RE1}	X_{RE2}	X_{RE3}	X_{RE4}	X_{RE5}	X_{RE6}	X_{RE7}	X_{RE8}	X_{RE9}
001	16.9	6	12	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025
002	19.5	10	21	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
003	19.7	9	19	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
004	20.5	6	12	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2
005	20.7	7	15	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2
006	22.2	5	11	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
007	24.2	7	14	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2
008	10.1	3	6	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
009	8.9	2	5	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
010	8.3	4	8	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
240	3.9	3	6	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.05
241	1.6	4	8	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
242	2.4	5	10	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025
243	11.1	19	40	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025
244	2.9	7	15	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
245	8.4	16	34	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0
246	3.3	7	15	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025
247	3.3	8	18	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025
248	4.9	9	20	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0

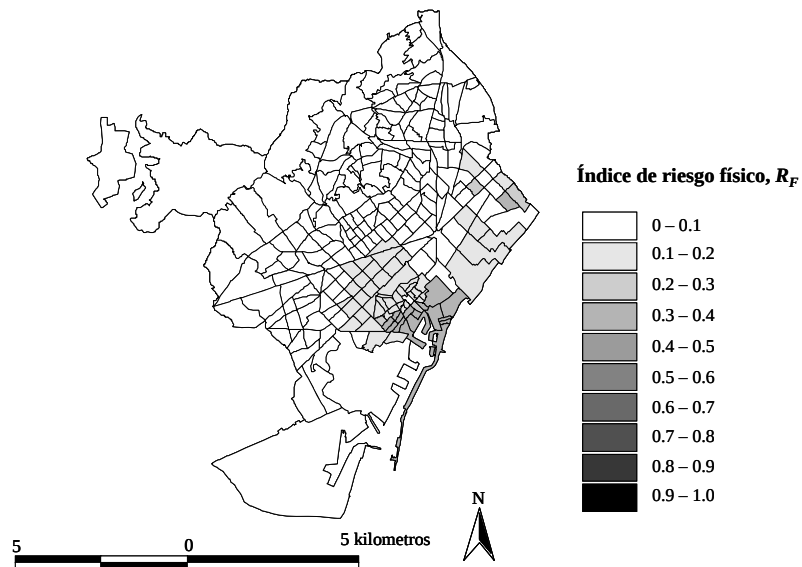


Figura 16 Índice de riesgo físico para Barcelona, usando los 248 zonas estadísticas menores (ZRP)

Tabla 9 Factores e índice de riesgo físico, R_F , para Barcelona

ZRP	F_{RE1}	F_{RE2}	F_{RE3}	F_{RE4}	F_{RE5}	F_{RE6}	F_{RE7}	F_{RE8}	F_{RE9}	R_F
001	0.952	0.0288	0.0512	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025	0.306
002	0.999	0.08	0.157	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.331
003	1	0.0648	0.128	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.328
004	1	0.0288	0.0512	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2	0.336
005	1	0.0392	0.08	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2	0.340
006	1	0.02	0.043	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.316
007	1	0.0392	0.0697	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.2	0.339
008	0.51	0.0072	0.0128	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.172
009	0.396	0.0032	0.00889	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.139
010	0.344	0.0128	0.0228	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.126
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
240	0.0761	0.0072	0.0128	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.05	0.053
241	0.0128	0.0128	0.0228	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.032
242	0.0288	0.02	0.0356	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025	0.041
243	0.604	0.289	0.564	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025	0.279
244	0.042	0.0392	0.08	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.048
245	0.353	0.205	0.411	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.183
246	0.0544	0.0392	0.08	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025	0.054
247	0.0544	0.0512	0.115	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0.025	0.058
248	0.12	0.0648	0.142	0.02	0.02	0.02	0.17	0.32	0	0.078
Barcelona	0.152	0.017	0.033	0.020	0.020	0.020	0.170	0.320	0.031	0.076

Tabla 10 Valores para los descriptores de agravamiento de fragilidad social y falta de resiliencia de Barcelona.

Distrito	X_{ES1}	X_{ES2}	X_{ES3}	X_{ES4}	X_{ES5}	X_{ER1}	X_{ER2}	X_{ER3}	X_{ER4}	X_{ER5}	X_{ER6}
Ciutat Vella	0.2	119	252.87	0.8	12690	4.9650	11	0.0828	15	1	1
Eixample	0	119	60.04	0.3	14186	6.1475	14	0.0180	18	4	1
Sant – Montiuic	0	102	73.61	0.3	6834	0	0	0.1219	15	3	1
Les Corts	0	81	30.99	0.1	14080	10.6864	24	0.0424	18	4	1
Sarrià-Sant Gervasi	0	95	30.99	0	11647	10.8704	24	0.0194	8	4	1
Gràcia	0	115	42.66	0.2	16570	7.1269	16	0.0324	8	4	1
Horta-Guinardó	0.1	95	36.00	0.5	21573	16.1716	36	0.0369	8	2	1
Nou Barris	0.1	95	31.54	0.8	28256	0	0	0.0430	10	1	1
Sant Andreu	0.1	91	31.54	0.5	19890	1.1325	3	0.0198	10	2	1
Sant Martí	0.3	93	42.44	0.8	19069	0	0	0.0337	3	1	1

Tabla 11 Coeficiente de agravamiento, F , calculado con los factores de agravamiento de fragilidad social, F_{ES} , y falta de resiliencia, F_{ER} para Barcelona

Distrito	F_{ES1}	F_{ES2}	F_{ES3}	F_{ES4}	F_{ES5}	F_{ER1}	F_{ER2}	F_{ER3}	F_{ER4}	F_{ER5}	F
Ciutat	0.0918	0.00061	0.0452	0.8	0.342	0.964	0.142	0.461	0	0.5	0.4437
Eixample	0	0.00061	0.000111	0.3	0.471	0.925	0.00889	0.993	0	0.5	0.2796
Sant -	0	0.000347	0.000612	0.3	0.0364	1	1	0.0806	0	0.5	0.2558
Les Corts	0	0.000123	0	0.1	0.461	0.755	0	0.893	0	0.5	0.2270
Sarrià-	0	0.00026	0	0	0.265	0.769	0	0.991	0	0.5	0.1785
Gràcia	0	0.000542	0	0.2	0.678	0.894	0	0.949	0	0.5	0.2947
Horta-	0.0102	0.00026	0	0.5	0.947	0.436	0	0	0	0.5	0.3875
Nou	0.0102	0.00026	0	0.8	1	1	1	0.889	0	0.5	0.6164
Sant	0.0102	0.000215	0	0.5	0.882	0.997	0.92	0.99	0	0.5	0.5042
Sant	0.255	0.000237	0	0.8	0.84	1	1	0.943	0.633	0.5	0.6591
Barcelona	0.04	0.00033	0.00352	0.48	0.69	0.87	0.45	0.75	0.54	0.5	0.42

Tabla 12 Riesgo sísmico de Barcelona

<i>ZRP</i>	<i>R_F</i>	<i>F</i>	<i>R_T</i>
001	0.306	0.444	0,442
002	0.331	0.444	0,479
003	0.328	0.444	0,473
004	0.336	0.444	0,485
005	0.340	0.444	0,491
006	0.316	0.444	0,456
007	0.339	0.444	0,489
008	0.172	0.444	0,248
010	0.126	0.444	0,182
...	...	...	...
240	0.053	0.659	0,088
241	0.032	0.659	0,053
242	0.041	0.659	0,068
243	0.279	0.659	0,462
244	0.048	0.659	0,080
245	0.183	0.659	0,303
246	0.054	0.659	0,089
247	0.058	0.659	0,097
248	0.078	0.659	0,130
<i>Barcelona</i>	<i>0.0759</i>	<i>0.42</i>	<i>0.1102</i>

Figura 17 Coeficiente de agravamiento para los distritos de Barcelona

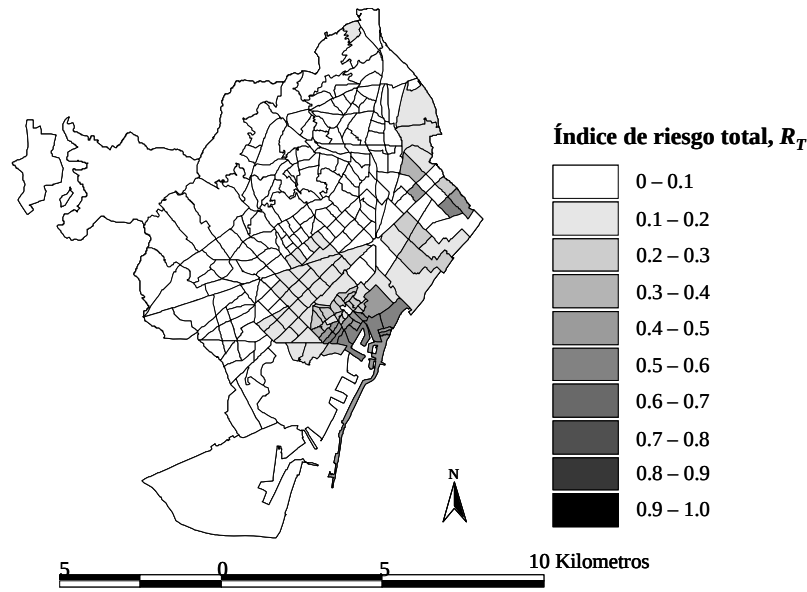


Figura 18 Índice de riesgo total, usando las 248 zonas estadística menores (ZRP)

3.3 Comparación y Discusión de los Resultados

Los resultados obtenidos para Bogotá han sido comparados con los obtenidos para Barcelona. La tabla 16 muestra los valores promedios del riesgo para ambas ciudades. La ciudad de Bogotá está localizada en una zona con amenaza sísmica intermedia, mientras que Barcelona está localizada en una zona con amenaza sísmica baja a moderada. Los valores promedios obtenidos para el índice de riesgo físico, R_F , reflejan claramente esta situación. Cabe mencionar que los resultados obtenidos del coeficiente de agravamiento, F , en las dos ciudades no son muy diferentes. Los valores más bajos de este factor de impacto son similares (0.20 para la localidad de Chapinero en Bogotá y 0.18 para el distrito de Sarriá en Barcelona). La diferencia es más notable para los valores mayores en las dos ciudades (0.67 para la localidad de Usme en Bogotá y 0.71 para el distrito de Sant Marti en Barcelona). Aunque el valor más alto para Barcelona es mayor que el valor más alto para Bogotá, el valor promedio de Barcelona es menor que el de Bogotá, lo que refleja la gran diferencia del riesgo sísmico holístico entre las dos ciudades. La metodología propuesta, permite una evaluación holística del riesgo unificada, lo que permite realizar comparaciones entre otras ciudades diferentes del mundo.

Tabla 13 Comparación de los valores promedio entre Bogotá y Barcelona

<i>Índice</i>	<i>Bogota</i>	<i>Barcelona</i>
Riesgo físico, R_F	0.23	0.08
Factor de Impacto, F	0.66	0.42
Riesgo total, R_T	0.37	0.11

4 CONCLUSIONES

La estimación del riesgo requiere un enfoque multidisciplinar que tenga en cuenta no sólo el daño físico esperado, el número y tipo de víctimas o pérdidas económicas sino también los aspectos sociales, organizacionales e institucionales relacionados con el desarrollo de comunidades, que contribuyen con la creación del riesgo. A nivel urbano, por ejemplo, la vulnerabilidad vista como un factor de riesgo interno, puede ser relacionada no sólo con el nivel de exposición o susceptibilidad física de los edificios y la infraestructura potencialmente afectados, sino también con la fragilidad social y la falta de resiliencia de la comunidad expuesta. La ausencia de organizaciones institucionales y comunitarias, una débil preparación para la respuesta a la emergencia, la inestabilidad política y una economía débil en un área geográfica, contribuyen a aumentar el riesgo. Por todo esto, las consecuencias potenciales negativas no sólo están relacionadas con los efectos de los eventos peligrosos, sino también con la capacidad para absorber los efectos y el control de sus implicaciones en un área geográfica dada.

Se ha sugerido una representación simplificada pero multidisciplinar del riesgo sísmico urbano para la modelación, basado en el uso paramétrico de las variables que reflejan diferentes aspectos del riesgo. Dicho enfoque permite formular un modelo lo más realista posible, en donde mejoras o variables alternativas pueden ser realizadas continuamente. La consideración de aspectos físicos permite la construcción de un índice de riesgo físico. También, las variables contextuales (social, económica, etc.) permitieron la construcción de un coeficiente de agravamiento y mediante éste un factor de impacto. El primero es construido con la información de escenarios sísmicos de daño físico (efectos directos) y el último es el resultado de la estimación de condiciones de agravamiento (efectos indirectos) basados en descriptores y factores relacionados con la fragilidad social y la falta de resiliencia de los elementos expuestos.

Este nuevo modelo para la evaluación holística del riesgo facilita la gestión integral del riesgo por parte de los diferentes actores implicados en la toma de decisiones sobre la reducción del riesgo. Su aplicación permite hacer un seguimiento de la situación de riesgo y la eficacia de las medidas de prevención y mitigación. Los resultados pueden ser analizados y permiten establecer prioridades para la mitigación y acciones de prevención y planeamiento con el fin de modificar las condiciones que tienen una mayor influencia sobre el riesgo de la ciudad. Una vez que los resultados han sido expresados en gráficas para cada localidad o distrito, es fácil identificar los aspectos más relevantes del índice de riesgo total sin necesidad de realizarlos nuevamente para futuros análisis e interpretación de resultados. Finalmente, este método permite comparar el riesgo entre diferentes ciudades del mundo y realizar un análisis de riesgo multiamenaza.

APENDICE A CÁLCULO DE LOS FACTORES DE PONDERACION.

El Proceso Analítico Jerárquico – (PAJ) es una técnica usada para la toma de decisiones con atributos múltiples (Saaty, 1987, 2001; Saaty y Vargas, 1991). Permite la descomposición de un problema en una jerarquía y asegura que tanto los aspectos cualitativos y cuantitativos de un problema sean incorporados en el proceso de evaluación durante la cual la opinión es extraída sistemáticamente por medio de comparaciones entre pares (*pairwise*). El PAJ permite la aplicación de datos, experiencia, conocimiento e intuición de una forma lógica y profunda dentro de una jerarquía como un todo.

El PAJ es una metodología de decisión compensatoria porque las alternativas que son eficientes con respecto a uno o más objetivos pueden compensarse mediante su desempeño con respecto a otros objetivos. En particular, el PAJ como método de ponderación permite a los tomadores de decisiones derivar pesos contrastantes a los asignados en forma arbitraria (JRC-EC, 2002, 2003).

El núcleo del PAJ es una comparación de atributos entre pares ordinales; subindicadores en este contexto, en los cuales los enunciados de preferencia son identificados. La fortaleza de la preferencia es expresada en una escala semántica de 1 a 9, lo que permite la medida dentro del mismo orden de magnitud. Una preferencia de 1 indica igualdad entre dos subindicadores mientras que una preferencia de 9 indica que un subindicador es 9 veces más grande o más importante que aquel con el que es comparado. Estas comparaciones resultan en una matriz (tabla A.1), en la cual, por ejemplo, el factor F_{RF7} es cinco veces más importante que el factor F_{RF1} .

Los pesos relativos de los subindicadores son calculados utilizando una técnica de vectores propios. Una de las ventajas de este método es que permite verificar la consistencia de la matriz de comparación a través del cálculo de los valores propios y de un índice consistente.

El PAJ tolera la inconsistencia a través de la cantidad de redundancia. Para una matriz de tamaño $n \times n$, sólo comparaciones $n-1$ son requeridas para establecer pesos para los indicadores n . El número real de comparaciones realizadas en el PAJ es $n \times n(n-1)/2$. Esta redundancia es una característica útil como lo es, en forma análoga, la estimación de un número como resultados de obtener el promedio de repetidas observaciones. Esto resulta en un conjunto de pesos que son menos sensitivos a errores de juicio. Además, esta redundancia permite la medición de los errores de juicio al dar medios para calcular una relación de inconsistencia (Saaty 1980; Karlsson 1998).

$$CR = \frac{CI}{CI_{random}} \quad (A.1)$$

Obtenida como la relación entre un índice de consistencia

$$CI = \frac{\lambda_{\max} - n}{n - 1} \quad (A.2)$$

y el valor del mismo índice de consistencia CI_{random} obtenido para una matriz de comparaciones generada aleatoriamente, donde $\lambda_{\max}$ es el valor propio principal de la matriz de comparación por pares. De acuerdo con Saaty, se asegura una buena exactitud para relaciones de consistencia pequeños (CR menor que 0.1 sugiere como regla de medida gruesa, aunque incluso 0.2 es citado). Si no se consigue esta condición, el problema tiene que ser estudiado nuevamente y la matriz de comparación revisada. Una vez que se logra una buena consistencia, el vector propio principal es calculado y normalizado. Esta normalización se realiza mediante la división de cada elemento del valor propio por la suma de los valores de sus elementos. Los elementos de este valor propio son los valores de los factores de peso. La tabla A.2 muestra los factores de peso obtenidos comenzando por la matriz de comparación de pares de la tabla A.1. La tabla A.3 contiene la matriz de comparación de pares para los factores de agravamiento obtenidos de la opinión de expertos y los pesos calculados mediante la aplicación de PAJ se dan en la Tabla A.4.

Tabla A 1 Matriz de comparaciones para el riesgo físico

	F_{RF1}	F_{RF2}	F_{RF3}	F_{RF4}	F_{RF5}	F_{RF6}	F_{RF7}	F_{RF8}
--	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

F_{RF1}	1	4	4	2	3	3	5	5
F_{RF2}	0.25	1	1	0.5	1	1	3	3
F_{RF3}	0.25	1	1	0.5	1	1	3	3
F_{RF4}	0.50	2	2	1	2	2	4	4
F_{RF5}	0.33	1	1	0.5	1	1	3	3
F_{RF6}	0.33	1	1	0.5	1	1	3	3
F_{RF7}	0.20	0.33	0.33	0.25	0.33	0.33	1	1
F_{RF8}	0.20	0.33	0.33	0.25	0.33	0.33	1	1

Valor propio = 8.11

CI = 0.0152

CR = 0.0108

Tabla A2 Importancia para el riesgo físico

	Vector propio principal	Vector prioritario
F_{RE1}	0.7410	0.31
F_{RE2}	0.2420	0.10
F_{RE3}	0.2420	0.10
F_{RE4}	0.4368	0.19
F_{RE5}	0.2496	0.11
F_{RE6}	0.2496	0.11
F_{RE7}	0.0958	0.04
F_{RE8}	0.0958	0.04

Tabla A3 Matriz de comparaciones para el coeficiente de agravamiento

	F_{FS1}	F_{FS2}	F_{FS3}	F_{FS4}	F_{FS5}	F_{FR1}	F_{FR2}	F_{FR3}	F_{FR4}	F_{FR5}	F_{FR6}
F_{FS1}	1	4	4	1	1	3	3	4	4	3	3
F_{FS2}	0.25	1	1	0.25	0.25	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5
F_{FS3}	0.25	1	1	0.25	0.25	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5
F_{FS4}	1	4	4	1	1	3	3	4	4	3	3
F_{FS5}	1	4	4	1	1	3	3	4	4	3	3
F_{FR1}	0.33	2	2	0.33	0.33	1	1	2	2	0.5	0.5
F_{FR2}	0.33	2	2	0.33	0.33	1	1	2	2	0.5	0.5
F_{FR3}	0.25	1	1	0.25	0.25	0.5	0.5	1	2	0.33	0.33
F_{FR4}	0.25	1	1	0.25	0.25	0.5	0.5	0.5	1	0.33	0.33
F_{FR5}	0.33	2	2	0.33	0.33	2	2	3	3	1	1
F_{FR6}	0.33	2	2	0.33	0.33	2	2	3	3	1	1

Valor propio = 11.24

CI = 0.024

CR = 0.016

Tabla A4 Importancia para el coeficiente de agravamiento

	Vector propio principal	Vector prioritario
F_{FS1}	1.0000	0.18
F_{FS2}	0.2136	0.04
F_{FS3}	0.2136	0.04
F_{FS4}	1	0.18
F_{FS5}	1	0.18
F_{FR1}	0.33928	0.06
F_{FR2}	0.33928	0.06
F_{FR3}	0.21601	0.04
F_{FR4}	0.1895	0.04
F_{FR5}	0.47833	0.09
F_{FR6}	0.47833	0.09

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento al Banco Interamericano de Desarrollo (BID) por el soporte financiero a través del Programa de Indicadores de Gestión de Riesgos de Desastres para Latinoamérica y el Caribe (Operación ATN/JF-7907-RG) y al Ministerio de Educación y Ciencia de España, Programa PROFIT, proyecto “Desarrollo de nuevas tecnologías en materiales y procesos de fabricación de componentes orientados a su integración en edificios (Habitat 2030)” (PSS-380000-2006-10).

REFERENCIAS

Barbat, A. H. y Cardona O. D.: 2003, “*Vulnerability and disaster risk indices from engineering perspective and holistic approach to consider hard and soft variables at urban level*”, Programa de Indicadores de Riesgo y Gestión de Riesgos BID/IDEA, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. Disponible en: <http://idea.unalmz.edu.co>, Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Blaikie, P., Cannon, T., Davis, I. and Wisner, B.: 1996, *Vulnerability, the social environment of the disasters* (in Spanish), La Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina, La RED/ITDG, Bogotá.

Cannon, T.: 1994, “Vulnerability analysis and the explanation of Natural Hazards”, in A. Varley (ed.), *Disasters Development and Environment*, Wiley, Chichester.

Cardona, O. D.: 1996, “Environmental management and disaster prevention: two associated topics”, en M. A. Fernández (ed.), *Cities in Risk* (en Español), La RED, USAID.

Cardona, O.D. (2001). “*Estimación Holística del Riesgo Sísmico utilizando Sistemas Dinámicos Complejos*” Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Cardona, O.D.: 2004, “The need for rethinking the concepts of vulnerability and risk from a holistic perspective: a necessary review and criticism for effective risk management”, in G. Bankoff, G.

Frerks, D. Hilhorst (eds.), *Mapping Vulnerability: Disasters, Development and People*, Earthscan Publishers, Londres, UK.

Cardona, O.D. and Barbat, A.H.: 2000, *The Seismic risk and its prevention* (in Spanish), Calidad Siderúrgica, Madrid, España.

Cardona, O.D. and Hurtado J.E.: 2000, "Holistic seismic risk estimation of a metropolitan center", en *Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda.

Carreño, M.L., 2006, *Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex ante y ex post*, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Carreño, M.L., Cardona, O.D. and Barbat, A.H.: 2005, *System of Indicators for the risk*, Monografía de Earthquake Engineering, IS-52, Editor A.H. Barbat, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, España.

Chambers, R.: 1989, "Vulnerability, coping and policy", *IDS Bulletin No. 20*, Institute of Development Studies, Sussex.

Coburn, A. and Spence R.: 1992, *Earthquake protection*, John Wiley & Sons Ltd, Chichester, UK.

Douglas, M. and Wildavsky, A.: 1982, *Risk and Culture: An Essay on the Selection of Technological and Environmental Dangers*. Berkeley, Prensa de la Universidad de California.

Dynes, R.R. and Drabek, T.E.: 1994, "The structure of disaster research: its policy and disciplinary implications", *International Journal of Mass Emergencies and Disasters* 12:5-23.

FEMA: 1999, *Earthquake Loss Estimation Methodology, HAZUS*, National Institute of Building Science for Federal Emergency Management Agency, Washington.

Funtowicz, S., & Ravetz, J. 1992, The Role of Science in Risk Assessment. *Social Theories of Risk*, Ed. S. Krimsky y D. Golding. Westport, Praeger: 59-88.

ICC/CIMNE: 2004, *An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns, WP08, Application to Barcelona*, RISK-UE Project.

JRC-EC: 2002, *State-of-the-art Report on Current Methodologies and Practices for Composite Indicator Development*. Applied Statistics Group, Joint Research Centre, European Commission, Ispra, Italia.

JRC-EC: 2003, *First Workshop on Composite Indicators of Country Performance*. Applied Statistics Group, Joint Research Centre, European Commission, Ispra, Italia.

Karlsson J.: 1998, *A systematic approach for prioritizing software requirements*, Ph.D. dissertation No.526, Linkoping, Sverige.

Kasperson, R.E., Renn O., Slovic P., Brown H.S., Emel J., Goble R., Kasperson J.X., and Ratick S.: 1988, "The social amplification of risk: A conceptual framework", *Risk Analysis* 8(2):177-187.

Kates, R. W.: 1971, "Natural hazard in human ecological perspective: hypotheses and models", *Economic Geography*, 47(3), 438-451, Clark University.

Lavell, A.: 1996, "Environmental degradation, risk and urban disaster. Problems and concepts: towards the definition of a research schedule" (in Spanish), in M. A. Fernández (ed.), *Cities in Risk* (in Spanish), La RED, USAID.

- Mansilla, E.: 1996, (Ed.) *Disasters: a model to construct*, La RED, Lima, Perú.
- Maskrey, A.: 1994, "Community and disasters in Latin America: Intervention strategies" (in Spanish), in Allan Lavell (ed.), *Living at risk: Vulnerable communities and disaster prevention in Latin America* (in Spanish), LA RED, Tercer Mundo Editores, Bogotá, Colombia.
- Masure, P.: 2003, "Variables and indicators of vulnerability and disaster risk for land-use and urban or territorial planning", Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos, BID/IDEA. Disponible en: <http://idea.unalmz.edu.co>, Universidad Nacional de Colombia, Manizales.
- Palmlund, I.: 1989, *The Case of Estrogens: An Inquiry Into Social Risk Evaluation*, Unpublished doctoral dissertation, Clark University.
- Quarantelli, E.L.: 1988, "Disaster studies: an analysis of the social historical factor affecting the development of research in the area", *International Journal of Mass Emergencies*, Vol. 5(3) pp.285-310.
- Rayner, S.: 1992, "Cultural theory and risk analysis", in S. Krimsky and D. Golding, (eds.), *Social Theories of Risk*, Praeger, West Port, CT.
- Saaty T.L.: 1987, "The analytic hierarchy process: what it is and how it is used", *Mathematical Modeling*, 9, 161-176.
- Saaty, T.L. and Vargas, L.G.: 1991, *Prediction, Projection, and Forecasting: Applications of the Analytical Hierarchy Process in Economics, Finance, Politics, Games, and Sports*, Kluwer Academic Publishers, Boston, USA.
- Saaty T. L.: 2001, *Decision making for leaders the analytic hierarchy process for decisions in a complex world*, Pittsburgh RWS, USA.
- Susman, P., O'Keefe, P. and Wisner, B.: 1984, *Global disasters: A Radical Interpretation*, pp. 264-83 in Hewitt 1984.
- UNDRO: 1980, *Natural Disasters and Vulnerability Analysis*, Report of Experts Group Meeting, UNDRO, Geneva.
- Universidad de los Andes: 1996, *Seismic microzonation of Santa Fe de Bogotá (in Spanish)*, Ingeominas, 17 volumes, Bogotá, Colombia.
- Wesgate, K.N. and O'Keefe, P.: 1976, "Some definitions of disaster", paper No. 4, *Disaster Research Unit*, University of Bradford.
- Wijkman, A. and Timberlake, L.: 1984, *Natural Disasters: Act of God or Acts of Man*, Earthscan, Washington.
- White, G. F.: 1964, "Choice of adjustment of floods", Research Paper 93, Department of Geography, Universidad de Chicago.
- Whitman, R.V.: 1973, *Damage Probability Matrices for Prototype Buildings*, Structures Publication 380, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston, Massachusetts.
- Wilches-Chaux G.: 1989, *Desastres, ecologism and professional education* (in Spanish), SENA, Popayán, Colombia.
- Wisner, B.: 1993, "Disaster vulnerability: scale, power and daily life", *GeoJournal* 30(2):127-40.

Zapata, R.: 2004, personal communication in Washington.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA. ESTADO DEL ARTE Y ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS

Juan Carlos Vielma.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

jcvielma@cimne.upc.edu

Alex H. Barbat.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

alex_barbat@upc.edu

Sergio Oller.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.

oller@cimne.upc.edu

RESUMEN

En los procedimientos de análisis y diseño sismorresistentes de estructuras se hace necesario introducir simplificaciones o aproximaciones que permitan estudiar la equivalencia entre el análisis elástico a partir del cual se efectúan los cálculos, con el comportamiento elástico plástico, que es el comportamiento real de las estructuras cuando son sometidas a las la acción de terremotos fuertes. Una de estas simplificaciones, consiste en proyectar las estructuras de manera que estas dispongan de una resistencia lateral inferior a la resistencia elástica, lo cual se consigue mediante la aplicación de cargas laterales calculadas a partir de espectros de diseño inelásticos, que no son más que los espectros de diseño elásticos afectados por factores de reducción de respuesta también conocidos como factores R. En este artículo se realiza una revisión exhaustiva del estado del arte de los factores de reducción de respuesta, que comprende desde su propuesta original, pasando por su implementación en los códigos de diseño sismorresistente, hasta llegar a las nuevas propuestas de racionalización de su aplicación. Para poder alcanzar una mejor comprensión sobre el tema, es necesario realizar una comparativa entre la aplicación de los factores de reducción de respuesta en los diferentes códigos de diseño sismorresistente a nivel mundial.

ABSTRACT

In the procedures of seismic analysis and design of structures, it is necessary to introduce simplifications that allow achieving equivalence between results of elastic analysis, on which the seismic codes are based, with results considering the nonlinear, plastic, behavior of structures, which correspond to their real behavior when subjected to strong earthquake actions. One of these simplifications consists of designing the structures in such a way to assure lower lateral strength than the elastic one. This lateral strength is obtained by applying calculated equivalent seismic loads using inelastic design spectra, obtained from the elastic ones by dividing them by the response reduction factors, also known as R factors. In this study, an exhaustive revision of the state-of-the-art of these response reduction factors is made, which starts from its original proposal, goes through its implementation into the seismic design codes, until arriving to the new proposals of application. Finally, a comparative study among the applications of the response reduction factors in different seismic design codes existing in the world is made.

1 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

El concepto de factor de reducción de respuesta se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar. Al aplicar en el proyecto de estructuras sismorresistentes factores de reducción mayores que la unidad, el proyectista acepta una simplificación importante: la de que con las herramientas de cálculo lineal se pueden obtener unas cuantificaciones razonables de la respuesta real de las estructura. La segunda simplificación asumida es que si se acepta un comportamiento significativamente no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global importante en la estructura.

2 ANTECEDENTES

La adopción de los factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de diseño a partir de las correspondientes a la respuesta elástica se ha realizado partiendo de los valores sugeridos inicialmente por Veletsos y Newmark (1960), que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, de acuerdo con los rangos de períodos dentro del espectro de aceleraciones. Los valores adoptados obedecen a los criterios derivados de la comparación de los espectros elásticos e inelástico de respuesta, los cuales mostraban iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para las frecuencias bajas. Esto permitió plantear los siguientes valores para los factores de reducción de la Tabla 1.

Tabla 1 Valores del factor de reducción de respuesta propuestos por Newmark y Veletsos, 1960.

$R = 1$	Para $T = 0$
$R = \mu$	Para el rango de los períodos cortos.
$R = \sqrt{2\mu - 1}$	Para el rango de los períodos moderados.
$R = \mu$	Para el rango de los períodos intermedios y largos.

En esta tabla, R es el factor de reducción, μ es la ductilidad global y T el período de la estructura. El procedimiento se ha mantenido a lo largo de los años en los códigos de diseño sismorresistente debido al buen desempeño exhibido por las estructuras diseñadas con este método, que han mantenido su integridad y preservado vidas al haber sido sometidas a sismos fuertes. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y del período estructural ha prevalecido en los códigos de diseño, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado que aplicar dichos factores redundante en diseño poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los períodos intermedios y largos, (Ordaz y Pérez- Rocha 1998).

Al nivel normativo, los factores de reducción son considerados por primera vez en el articulado del Blue Book (SEAOC, 1959) de forma explícita en el cálculo del esfuerzo cortante mínimo considerado en el análisis de edificios, según la expresión:

$$V_b = C \cdot K \cdot W \quad (1)$$

En esta expresión V_b es el cortante en la base mínimo, C es un factor a determinar que depende del período fundamental de la estructura, K es un factor de reducción que depende del tipo estructural considerado y cuyo valor es el inverso del factor de reducción de respuesta propiamente dicho y W es el peso sísmico total del edificio. Desde esta primera aproximación se realiza la recomendación de que los factores de reducción deberían ser aplicados de acuerdo con el juicio del proyectista, pero requiriendo profundizar en la determinación más precisa de los valores de estos.

Posteriormente, el UBC (ICBO, 1961) incluye el factor de zonificación Z en la expresión de cálculo del cortante mínimo de diseño, manteniendo el factor de reducción en el formato de K de la expresión anterior.

$$V_b = Z \cdot C \cdot K \cdot W \quad (2)$$

Los factores de reducción R , tal como se les conoce actualmente son presentados en la publicación del ATC-3-06 (ATC 1978), que modernizó todo el procedimiento general aplicado en la ingeniería sísmica. El procedimiento propuesto, que permite la aplicación del método de las fuerzas sísmicas equivalentes mediante la reducción del cortante en la base calculado a partir del espectro de diseño elástico con un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico y para el correspondiente peso sísmico de la edificación:

$$V_b = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \times W}{R} \quad (3)$$

El cortante en la base de diseño, V_b , se calcula escalando el cortante en la base elástico, V_e , por el factor de reducción R correspondiente al diseño. En el cálculo del cortante en la base elástico V_e se considera la aceleración del espectro elástico de diseño calculado por los métodos dinámicos conocidos, para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico, lo que permite obtener la aceleración de diseño $S_{a,5}$. Esta aceleración afecta al peso sísmico W que, generalmente, corresponde al 100% de las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas de uso.

Posteriormente, la adecuación de las normativas de diseño sismorresistente al análisis de secciones basado en resistencia que sustituía al análisis por esfuerzos admisibles, propició la aparición del factor de reducción R_w , que en términos generales tenía valores mayores que su predecesor. Este nuevo factor de reducción se encuentra en el articulado del UBC-97 y del IBC-2003, sin embargo en las últimas revisiones de dichos códigos han sufrido importantes reducciones respecto a las versiones anteriores.

3 COMPONENTES DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R

Seguidamente se presentan tres de las propuestas que han procurado establecer los componentes del factor de reducción de respuesta.

3.1 Propuesta de Bertero (1986)

Esta propuesta ha sido posteriormente apoyada por Witthaker *et al.* (1999), e incluye la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Sin embargo es necesario señalar que hasta la fecha se carece de investigaciones que confirmen su grado de participación o rango de valores aplicables a las distintas tipologías estructurales. La propuesta se muestra en la expresión siguiente:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR} \quad (4)$$

De acuerdo con la expresión anterior, el factor de reducción R queda definido como el producto de cuatro factores: el factor de reducción por resistencia R_S , el factor de reducción por ductilidad R_μ , el factor de reducción por múltiples grados de libertad R_{VG} y el factor de reducción por redundancia R_{SR} .

3.2 Propuesta de Witthaker *et al.* (1987)

En esta propuesta se estima que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (5)$$

Los factores son: el factor de reducción por resistencia R_S que contiene la reducción debida a las consideraciones conservadoras asumidas en el diseño en general, el factor de reducción por ductilidad R_μ que presenta la influencia de la ductilidad y el factor de reducción por amortiguamiento R_ξ , que incluye el efecto del amortiguamiento propio de los materiales que constituyen la estructura. De estos tres factores, los dos primeros pueden determinarse directamente de la curva de capacidad, en base a la relación de las fuerzas cortantes en la base, así el factor de resistencia R_S es:

$$R_S = \frac{V_u}{V_b} \quad (6)$$

Siendo V_u el cortante en la base último y V_b el cortante en la base de diseño.

El factor de reducción por ductilidad R_μ , viene dado por la relación entre los cortantes en la base elástico V_e y último V_u de la curva de capacidad de la estructura.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u} \quad (7)$$

Witthaker *et al.* (1987) proponen el cálculo de los factores de reducción por amortiguamiento R_ξ a partir de las características dinámicas de la estructura, representadas por el período fundamental, y de acuerdo con el amortiguamiento de los materiales que constituyen la estructura.

3.3 Propuesta ATC-19 (1995)

En la propuesta del ATC-19 (1995), el factor de amortiguamiento ha sido excluido. Se considera que el factor de reducción de respuesta R es el producto de tres factores: el de

reducción por resistencia R_S , el de reducción por ductilidad R_μ y otro factor, denominado factor de redundancia R_R , según la expresión siguiente:

$$R = (R_S \cdot R_\mu) \cdot R_R \quad (8)$$

De estos tres factores los dos primeros son dependientes del período, y se definen de forma similar a la expuesta en el apartado anterior, mientras que los valores del factor de redundancia suelen presentarse como valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales, sin que exista claridad en cuanto a su determinación ya que suele incluirse dentro del factor de sobre resistencia.

4 RECIENTES INVESTIGACIONES SOBRE LOS COMPONENTES DE R

Seguidamente, se presenta una reseña de recientes investigaciones efectuadas sobre cada uno de los componentes del factor de reducción de respuesta.

4.1 Factores de reducción basados en ductilidad

Dada la evidente importancia de los factores de reducción basados en ductilidad R_μ en el cálculo de factores de reducción de respuesta, se incluye en este apartado una revisión del estado del arte que contempla trabajos realizados aplicando diferentes enfoques, así como modelos estructurales.

Nassar y Krawinkler (1992)

Utilizaron el modelo elasto plástico bilineal en el cálculo de la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad, para diferentes niveles de ductilidad global. Los espectros de R_μ se expresan en función del período estructural T , de la ductilidad global μ y del endurecimiento post-cedente α :

$$R_\mu = [c \cdot (\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T} \quad (9)$$

Donde los parámetros de ajuste coeficiente a y b dependen de la rigidez post-cedente α .

Vidic et al. (1994).

Plantearon espectros de R_μ obtenidos como la idealización de espectros obtenidos a partir de modelo histérico poligonal, cuyos parámetros de ajuste se calculan a partir de las características del material de la estructura. El espectro presenta dos ramas lineales de pendientes del período:

$$\begin{aligned}
T &< T_0 \\
R_\mu &= C_1(\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 \\
T &\geq T_0 \\
R_\mu &= C_1(\mu - 1)^{C_R} + 1
\end{aligned} \tag{10}$$

Donde el período característico de la estructura T_0 depende de la ductilidad global, la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y el tipo de material. Los parámetros C_1 y C_R dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento respectivamente.

Miranda y Bertero (1994)

Esta investigación introdujo el efecto de sitio en el cálculo de factores de reducción por ductilidad, para lo que utilizó el análisis de la respuesta no lineal de los suelos para determinar la respuesta en superficie y el modelo elástico plástico perfecto para determinar la respuesta inelástica de estructuras modeladas como sistemas de un grado de libertad. La expresión utilizada es:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \tag{11}$$

El factor ϕ contiene la dependencia del período y la información relativa a la influencia del tipo de suelo:

$$\begin{aligned}
\phi &= 1 + \frac{1}{10 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{1}{2T} \cdot e^{-1.5(T-0.6)^2} && \text{Roca (suelo tipo S1)} \\
\phi &= 1 + \frac{1}{12 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5T} \cdot e^{-1.5(T-0.2)^2} && \text{Depósitos aluvionales (suelo tipo S2)} \\
\phi &= 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \cdot e^{-3\left(\frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2} && \text{Suelos blandos (suelo tipo S3)}
\end{aligned} \tag{12}$$

Siendo T_g el período característico del suelo, S1 corresponde a suelos rocosos, S2 a depósitos aluvionales y S3 a suelos blandos.

Ordaz y Pérez Rocha (1998)

Proponen espectros de R_μ calculados a partir de espectros elásticos de desplazamiento y de velocidades escalados mediante el desplazamiento y velocidad máxima del terreno alcanzada. La novedad de este enfoque es que permite incorporar directamente el efecto de sitio sin tener expresiones que dependan explícitamente del período estructural. La expresión propuesta es la siguiente:

$$R_\mu = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}} \right)^\alpha \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^\beta (\mu - 1) \tag{13}$$

Es de hacer notar sin embargo, que el período queda incluido de forma implícita en los espectros de velocidad $V(T)$ y de desplazamiento $D(T)$.

Lee, Han y Oh (1999)

Utilizaron diferentes modelos histeréticos poligonales que les permitieron establecer el grado de influencia del tipo de degradación en los valores de R_μ de sistemas de un grado de libertad. La expresión depende del período de la estructura y de la ductilidad global esperada:

$$\begin{aligned} R_\mu &= A_0 [1 - e^{-B_0 T}] \\ A_0 &= 0.99 \cdot \mu + 0.15 \\ B_0 &= 23.69 \cdot \mu^{-0.83} \end{aligned} \quad (14)$$

Chakraborti y Gupta (2004)

Este trabajo presenta un enfoque similar al trabajo de Ordaz y Pérez Rocha, pero, además de aplicar modelos que incorporan degradación de la estructura, incorporan las características de sitio mediante al escalar los espectros de diseño (aceleraciones) previamente normalizados respecto a la aceleración pico alcanzada en el terreno. En este caso los espectros de R_μ si poseen una dependencia explícita respecto al período estructural:

$$R_\mu = \beta(T) \left(\frac{PSA(T)}{PGA} \right)^{\alpha(T)} + \mu \left(\frac{T}{10} \right)^\beta \quad (15)$$

Vielma et al. (2004)

Consideran el comportamiento histerético de suelo y estructura, utilizando modelos no lineales con degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrangulamiento propios de tipos estructurales prescritos en códigos sismorresistentes. Los factores R_μ propuestos se calculan a partir de espectros promedio para cada combinación de casos específicos, obteniendo espectros idealizados bilineales dependientes de la ductilidad global, el período estructural y de parámetros de ajuste que incluyen la respuesta degradada y el efecto de sitio para suelos que van desde los más rígidos hasta los más blandos.

$$\begin{aligned} T &< T_g \\ R_\mu &= 1 + \mu \cdot T / (a \cdot T_g) \\ T &\geq T_g \\ R_\mu &= 1 + \frac{\mu}{a} + bT \end{aligned} \quad (16)$$

Dolšek y Fajfar (2004)

Investigan sobre la influencia de la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería, realizando un estudio paramétrico aplicando un modelo poligonal representativo de la degradación combinada de ambos materiales. Obtienen expresiones para los factores de reducción haciendo énfasis en dos aspectos, el primero que la influencia de la degradaciones importante en la determinación de factores de reducción,

segundo, que los espectros inelásticos de diseño adquieren una forma diferente a la clásica en los códigos de diseño, consistente en tres ramas donde la rama de aceleraciones se mantiene constante, al tener valores de factores de reducción variables esta rama no es horizontal sino que presenta pendiente negativa y tercero, resaltan la importancia de compatibilizar los espectros de diseño con los espectros de reducción para obtener rangos de períodos para el cambio de las expresiones de reducción. La expresión básica propuesta por Dolšek y Fajfar es:

$$R_{\mu} = c(\mu - \mu_0) + R_0 \quad (17)$$

Donde R_0 es la reducción que depende del período y de la (reducida) ductilidad aportada por la mampostería, c es un coeficiente que se obtiene mediante el período esquina, el grado de deterioro de resistencia esperado y el período fundamental de la estructura, μ es la ductilidad global y μ_0 es la ductilidad complementaria que es también función del aporte de ductilidad de la mampostería.

4.2 Factores de reducción por sobre resistencia

La gran cantidad de factores que intervienen en la sobre resistencia hacen que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural evitando que esta pueda ser incorporada de forma racional en los códigos de diseño sismorresistentes a pesar de que se le considera muy importante en el mejoramiento de la respuesta de los edificios; por esto es más conveniente considerar el efecto de la sobre resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones de fuerza-deformación obtenidas del análisis estático inelástico (pushover).

La incorporación del factor de sobre resistencia no se realiza de forma explícita en los códigos de diseño debido a esta gran cantidad de factores; sin embargo un mejor conocimiento del fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta R .

El factor de sobrerresistencia R_s se origina por la diferencia que existe entre el cortante en la base de diseño, V_b , y el cortante en la base último, V_u . Esta diferencia resulta del hecho de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que las estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Adicionalmente, el diseño de los elementos sismorresistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos máximos (derivadas de piso) y de detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil.

En la Figura 1 se puede observar como se establecen las relaciones de resistencia. Primero, la curva de comportamiento permite definir un comportamiento elasto plástico idealizado, considerando el punto para el que se alcanza la máxima fuerza cortante en la base, claramente esta fuerza cortante máxima se alcanza en un punto en el que la estructura ha alcanzado el comportamiento plástico, permitiendo ubicar el segmento horizontal B-C. Seguidamente se define la recta de comportamiento elástico O-B uniendo el origen con el punto sobre la curva de comportamiento que corresponde al 75% del valor del cortante máximo idealizado, puede notarse que este punto presenta un cortante en la base superior al que se alcanza al ocurrir la primera plastificación o formación de la primera rótula plástica en algún punto de la estructura. Además este punto permite definir un desplazamiento 'elástico'.

Figura 1 Resistencias y desplazamientos característicos para el cálculo de la sobrerresistencia y la ductilidad de desplazamiento.

Tabla 2 Factores de reducción por sobrerresistencia.

Los aspectos anteriores conducen finalmente a secciones con resistencia superior a la calculada por simple resistencia. Investigaciones recientes han permitido determinar factores de sobrerresistencia (Bertero 1986) que demuestran la clara dispersión de los valores de R_s para edificios porticados de hormigón armado, por lo que es necesario profundizar en este campo, (ver Tabla 2). De la tabla anterior se tiene que los valores de sobrerresistencia más altos corresponden a los pórticos en los que las cargas gravitatorias poseen una mayor influencia sobre el diseño de las secciones, por esta razón la sobrerresistencia de los pórticos resistentes a momento alcanza valores más altos que los pórticos perimetrales, para los que las cargas gravitatorias son menores pero que mantienen las mismas fuerzas sísmicas de diseño que los pórticos resistentes a momento.

Al establecer la relación entre el diseño actual de edificios de hormigón armado, se llega a alcanzar valores de los factores de resistencia R_s que en todo caso presentan la misma dispersión de valores (ver la Tabla 3).

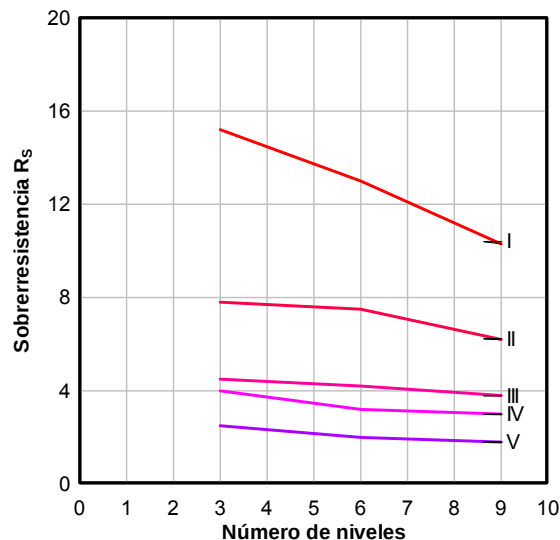
Tabla 3 Factores de sobre resistencia, según diferentes autores.

La estimación de los factores de reducción por resistencia R_s se complica por efectos como la resistencia actualizada de los materiales (una vez que se ha incursionado en comportamiento plástico o ha ocurrido daño), los efectos del confinamiento, presencia de elementos estructurales tales como losas de hormigón y elementos no estructurales no considerados de forma explícita en el análisis, haciendo necesario reconocer que no todos estos efectos contribuyen favorablemente al incremento del factor de sobrerresistencia. Entre los efectos que pueden tener contribución desfavorable se incluyen el incremento de la sobrerresistencia en vigas puede dar origen al fallo frágil por cizallamiento, elementos de cerramiento pueden causar efectos de columna corta y las irregulares distribuciones de las alturas de las columnas y la discontinuidad en las líneas resistentes verticales pueden producir el efecto de piso blando (Park 1996). En la Tabla 4 se presenta una lista que contiene los factores anteriormente citados y la etapa del proyecto de la edificación en la cual son incorporados.

Tabla 4 Factores que influyen en la sobrerresistencia.

Causa de la sobrerresistencia	Etapa del proyecto en la cual se		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia entre resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de la torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir el estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de los elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis con base en el período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez			X

Jain y Navin (1995), estudiaron los valores de sobrerresistencia en edificios de hormigón armado, considerando la influencia de la intensidad sísmica representado por la aceleración de diseño básica correspondiente a diferentes zonas sísmicas de la India y del número de niveles del edificio. Los resultados de la Figura 2, en la que las zonas sísmicas van desde la de menor amenaza (I) a la de mayor amenaza (V), muestran que la sobrerresistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad en los que predomina el diseño por cargas gravitacionales. Igualmente, debe resaltarse el hecho que para edificios de baja altura en los que las fuerzas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de mayores masas sísmicas, los factores de sobrerresistencia son mayores.

**Figura 2** Factores de reducción por sobrerresistencia determinados por Jain y Navin (1995).

Más recientemente, Massumi *et al.* (2004), retoman el estudio de la influencia del número de niveles e incluyen el número de vanos en el cálculo de factores de sobrerresistencia obtenidos mediante los resultados de las relaciones de fuerza deformación

resultantes del análisis estático y dinámico no lineal. Los resultados obtenidos muestran que el número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de sobrerresistencia, lo que contradice los resultados obtenidos de forma probabilista por Bertero y Bertero (1999).

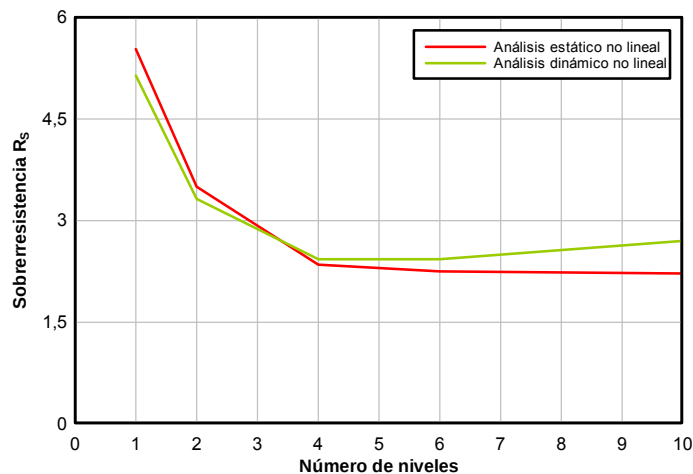


Figura 3 Factor de reducción por sobrerresistencia, determinado por Massumi et al. (2004).

En la Figura 3 se muestran factores de sobrerresistencia calculados en este trabajo, apreciando que los valores señalados son semejantes a los de la figura anterior, para el caso de edificios diseñados para zonas de alta sismicidad. En esta misma figura es posible observar que los valores de sobrerresistencia varían muy poco con el método de análisis no lineal aplicado, sea este dinámico o estático, conclusión similar a la de otros trabajos (Elnashai y Mwafi 2004).

Otro de los factores a considerar al evaluar la sobrerresistencia global es el efecto producido por la ductilidad global de diseño. Las secciones y el armado resultantes del diseño de una estructura para un nivel alto de ductilidad son mayores que en el caso que la misma estructura se diseñase para un nivel inferior de ductilidad. De esta forma es posible obtener valores de sobrerresistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad (Mwafi y Elnashai, 2002). Sin embargo el análisis de diversos niveles de ductilidad escapa de los alcances de este trabajo.

Mwafi y Elnashai (2002), concluyen que los valores de la sobrerresistencia se deben fundamentalmente a tres fuentes principales: las características resistentes reales de los materiales, la utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y el diseño de secciones de pilares utilizando la flexión biaxial. De acuerdo con estos factores, consideran que adoptar valores mínimos de sobrerresistencia igual a 2, conduce a resultados conservadores.

4.3 Factores de reducción por redundancia estructural

La redundancia estructural ha cobrado valor a partir del comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). El término 'redundancia' dentro del contexto de la ingeniería sismorresistente no debe ser interpretado como superfluo o sobrante, Bertero y Bertero (1999).

De todos los factores el que menos ha sido estudiado es el factor de reducción por redundancia, encontrando entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, a pesar de que todos coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta e incluso en la supervivencia de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas.

La mayoría de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses 1974, que realizó un estudio estadístico de la respuesta de edificios porticados frente a las acciones de viento, variando el número de líneas resistentes verticales. Posteriormente, Bertero y Bertero 1999, retoman el tema adicionando al planteamiento estadístico la influencia del tipo de sismo, pulsativo o armónico, en la posible respuesta de edificios de múltiples grados de libertad. Como ejemplo ilustrativo, se propuso el análisis de la respuesta de una estructura de un solo pórtico con otra de dos pórticos, para este último se establece la correlación entre la calidad constructiva de cada línea resistente vertical independiente (línea de pilares) mediante un coeficiente de correlación:

$$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{1,411}{\sqrt{1 + \rho_v}} \quad (18)$$

En la relación anterior β_1 es el índice de seguridad para una línea resistente, β_2 es el índice de seguridad para dos líneas resistentes y ρ_v es el coeficiente de correlación de calidad constructiva, que resume la relación entre la calidad de construcción existente entre dos líneas resistentes verticales de la misma estructura.

Queda claro que para estructuras con un número de líneas resistentes mayor, el coeficiente de correlación de la calidad constructiva se reduce, incrementando la relación de índice de seguridad de un edificio con varias líneas resistentes, respecto al edificio con una sola línea resistente. Valores considerados por Bertero y Bertero (1999) indican que, para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual que la unidad, deberá disponer de al menos 4 líneas resistentes verticales (ver la Tabla 4).

Tabla 5 Factores de reducción por redundancia (Bertero 1999).

Las causas de esta última consideración son las siguientes:

- Capacidad de rotación en secciones en las cuales ya ha ocurrido la plastificación
- Se evita el conocido efecto de tamaño por concentración de sollicitaciones de grandes magnitudes en un número limitado de secciones o elementos resistentes.

La redundancia de edificios duales (porticados y con muros de corte) de hormigón armado, analizada siguiendo las directrices del trabajo anterior, concluye que el incremento de líneas resistentes verticales combinando las bondades del sistema dual, permite esperar incrementos del factor de resistencia del orden de 24%.

5 LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN LAS NORMAS SISMORRESISTENTES

5.1 Factores de reducción de respuesta en el pr EN-1998-1:2003(E) (EC-8)

Al igual que en la mayoría de las normas de diseño sismorresistente, en el EC-8 se admite el análisis elástico de las estructuras, partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de diseño elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 4 se muestran los espectros elásticos de diseño correspondientes a la versión 2003 del EC-8, para riesgo sísmico alto (tipo 1).

Los factores de reducción de respuesta son identificados en el EC-8 mediante la letra q . En lo sucesivo, en este trabajo se utilizará la letra R para identificar los factores de reducción, inclusive a los del EC-8. Estos factores de reducción son aplicados a los espectros elásticos de diseño para obtener las aceleraciones de diseño y se expresados mediante la siguiente ecuación:

$$R = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (19)$$

En esta ecuación, q_0 es el factor básico de reducción de respuesta que depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en elevación, así como del nivel de ductilidad que se espera que la estructura sea capaz de desarrollar. Para dicha ductilidad existen dos niveles: DCM (clase de ductilidad media) y DCH (clase de ductilidad alta) y sus valores se muestran en la Tabla 6. El otro término de la Ecuación (19) es el factor k_w que considera el modo de fallo predominante en estructuras con muros de cortante.

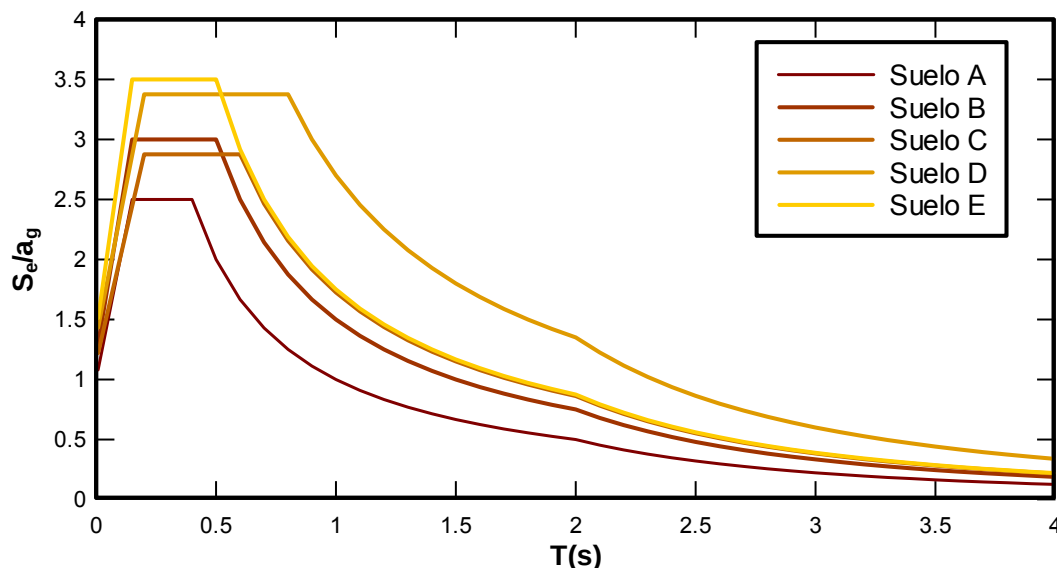


Figura 4 Espectros elásticos de diseño, riesgo sísmico alto (EC-8).

Tabla 6 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta q_0 .

En la Tabla 6, el valor α_1 es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura. El valor α_u es el coeficiente sísmico requerido para que se produzca la inestabilidad de la estructura, en otras palabras, para que se haya alcanzado el fallo de la misma. La relación de estos valores, α_u/α_1 , describe el efecto de la redundancia estructural sobre el factor de reducción de respuesta R . De acuerdo con las especificaciones de la norma EC-8, los valores α_1 y α_u de la Tabla 6 se pueden obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura, determinada mediante el análisis inelástico estático. En este caso, α_1 es el valor de la ordenada del cortante en la base de diseño y α_u es el cortante en la base inelástico, correspondiente al desplome último, de colapso. En consecuencia, la relación α_u/α_1 equivale a un factor de reducción por redundancia. Sin embargo, para los casos en los que no se realiza un análisis inelástico estático, se recomienda aplicar los valores de la Tabla 7 cuando la estructura es predominantemente de pórticos o de pórticos acoplados a muros de cortante. Cabe señalar que este factor multiplicador tiene en cuenta el efecto de la redundancia estructural, al considerarse valores más altos a medida que el número de vanos y el de niveles son mayores. Si el sistema estructural es predominantemente de muros de cortante, los factores de reducción por resistencia R_s , se obtienen de la Tabla 8.

Los multiplicadores, adquieren valores entre 1,1 y 1,30, pero presentan una gran dispersión, por lo que se recomienda la aplicación del análisis estático no lineal para poder determinar de forma precisa los valores para cada edificio.

Si el sistema estructural es predominantemente de muros de cortante, los multiplicadores se obtienen de la Tabla 8.

Tabla 7 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta q_0 .

Tabla 8 Valores sugeridos para los multiplicadores.

En la Figura 5 se muestra la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, a partir de la cual se obtienen las relaciones de coeficientes para calcular los factores

multiplicadores. En el eje de las abscisas se representan los desplomes del nivel de cubierta expresados en %, normalizados respecto a la altura total del edificio y en el eje de las ordenadas se representa el cortante en la base normalizado respecto al peso sísmico del edificio. Los multiplicadores obtenidos aplicando el procedimiento en base al análisis inelástico estático no superarán el valor de 1,5.

El otro término del factor de reducción de respuesta tiene que ver con la respuesta de estructuras con predominio de muros de cortante. En este caso se aplica un factor de predominio del modo de fallo k_w , que es menor o igual que la unidad, al factor básico q_0 y, por tanto penaliza el predominio del fallo por cortante. Las estructuras con muros de cortante tienen menor capacidad de desarrollar respuesta dúctil en comparación con las edificaciones porticadas. De esta manera, en la medida en que los muros son más esbeltos, el valor de k_w se aproxima a su cota inferior que es $1/3$, sin llegar a alcanzarla ya que el EC-8 lo limita expresamente a 0,5.

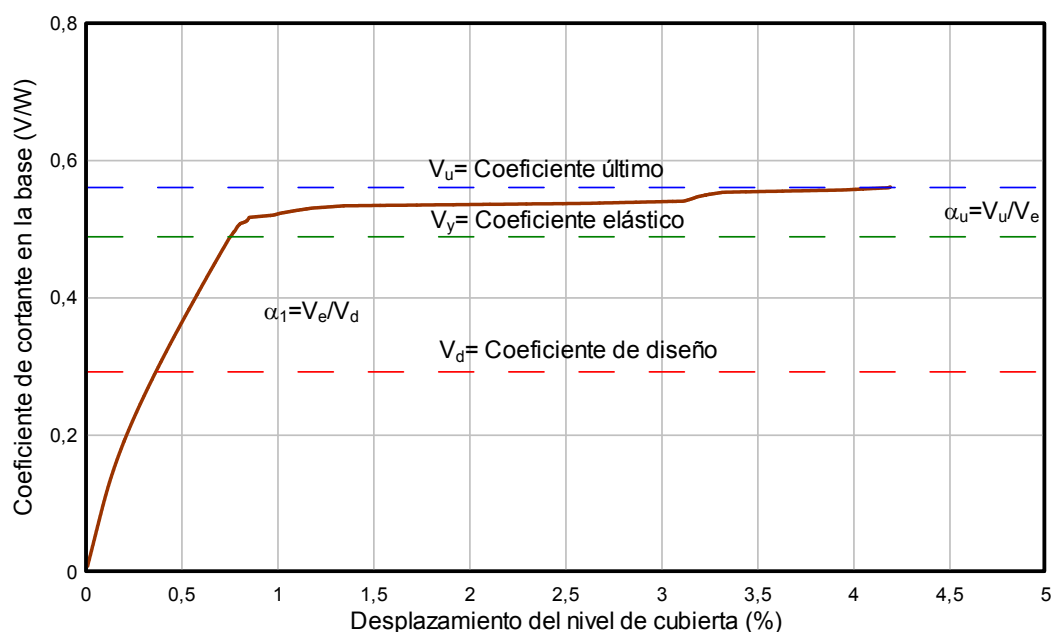


Figura 5 Determinación de los coeficientes multiplicadores a partir de la curva pushover.

Efecto de la irregularidad estructural

La irregularidad en planta es penalizada con factores multiplicadores iguales a 1, lo que equivale a no aplicarle ningún incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia. Sin embargo, en el articulado del EC-8 no se distingue entre los diferentes tipos de irregularidad en planta, pero que determinan de modo diferente los efectos torsionales. Además, los valores de q_0 pueden reducirse hasta un 20% si la estructura analizada presenta irregularidades en elevación; el porcentaje de reducción queda a juicio del proyectista, dependiendo del grado de irregularidad. De igual forma, se establece un incremento de los valores de q_0 cuando se disponga de un plan especial de calidad, que nunca superará el 20%.

Factores de reducción R . Edificios porticados

En las Tablas 9 y 10 se muestran los factores de reducción para edificios porticados teniendo en cuenta los factores básicos de cálculo asignados de acuerdo con el nivel de ductilidad esperado (alto o medio), la regularidad de la estructura, la existencia de irregularidades en planta, en elevación y una combinación de ambas. Se aplican los valores extremos sugeridos en el EC-8, entendiéndose que entre los máximos y los mínimos se encuentra un rango de valores que, tal como se ha indicado, quedan a juicio del proyectista. Finalmente, se aplican incrementos a los factores de reducción en virtud de la existencia de planes especiales de control de calidad en la elaboración del proyecto. En las Tablas 9 a la 13, las siglas CPC y SPC significan que el proyecto cuenta o no, respectivamente, con un plan de control de calidad.

Tabla 9 Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad alto.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	Irregulares							
				regulares		en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	4,50	1,10	1,00	4,95	5,94	4,50	5,40	4,13	4,95	3,75	4,50
múltiples niveles un solo vano	4,50	1,20	1,00	5,40	6,48	4,50	5,40	4,50	5,40	3,75	4,50
múltiples niveles múltiples vanos	4,50	1,30	1,00	5,85	7,02	4,50	5,40	4,88	5,85	3,75	4,50

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 10 Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad bajo.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	Irregulares							
				regulares		en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
múltiples niveles un solo vano	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00
múltiples niveles múltiples vanos	3,00	1,30	1,00	3,90	4,68	3,00	3,60	3,25	3,90	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Factores de reducción R . Edificaciones con muros de cortante

Para este tipo estructural, que comprende una amplia gama de configuraciones, inclusive combinaciones con estructuras porticadas, se presenta una variante que consiste, en la aplicación de un factor corrector que varía en función del modo de fallo predominante. En las Tablas 11 a la 13, se muestran los valores correspondientes a estructuras con muros de cortante para ductilidades bajas y altas, adoptándose el valor de $k_w = 1$ para los casos con predominio de fallo por flexión y de $k_w = 0,5$ que es la cota mínima norma para edificios con fallos por cortante.

Tabla 11 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante con nivel de ductilidad bajo.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	1,00	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00	3,33	4,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	1,00	4,40	5,28	4,00	4,80	3,67	4,40	3,33	4,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	1,00	4,80	5,76	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 12 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por cortante.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	0,50	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00	1,67	2,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	0,50	2,20	2,64	2,00	2,40	1,83	2,20	1,67	2,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	0,50	2,40	2,88	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 13 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por flexión.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	3,00	1,00	1,00	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00	2,50	3,00
otros sistemas desacoplados de muros	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
sistemas duales o acoplados a muros	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

La aplicación de los factores de reducción del EC-8 no conduce a valores únicos para una ductilidad esperada, sino que proporciona un rango de valores que dependen, por un lado, de la capacidad para disipar energía que poseen las estructuras y de su sobrerresistencia y, por el otro, de los controles de diseño por parte del proyectista. A la larga, dichos controles aseguran el cumplimiento de las prescripciones de la norma, lo que conduce al incremento de la capacidad disipativa de la estructura.

Los factores típicos de reducción contemplados en el EC-8 se muestran en la Figura 6, para estructuras porticadas y una combinación de suelo rocoso (tipo A). Se observa que un espectro de factores de reducción presenta dos ramas: una rama creciente y constante, y una que se reduce una vez alcanzado el período máximo de aceleración constante del espectro elástico de diseño. Además, el EC-8 define un valor mínimo de aceleración de diseño para los períodos altos, razón por la que se observa un cambio de pendiente en la rama descendente del espectro de factores de reducción para un período de 2 segundos.

5.2 Factores de reducción de respuesta en la Norma NCSE-02

La norma sismorresistente española vigente NCSE-02 permite el análisis elástico de estructuras mediante la reducción de los valores espectrales al aplicar coeficientes de respuesta β . El coeficiente de respuesta es función de la ductilidad esperada y del porcentaje de amortiguamiento crítico que la misma norma prescribe para los diferentes materiales que constituyen el sistema estructural.

$$\beta = \frac{v}{\mu} \quad (20)$$

Donde v es el factor de modificación en función del amortiguamiento, calculado conforme a la expresión (20) y μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. El factor de modificación por amortiguamiento considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad disipativa que posee la estructura, según la relación entre el amortiguamiento de 5%, que usualmente se encuentra prescrito en otros códigos de diseño y el amortiguamiento real de la estructura, Ω .

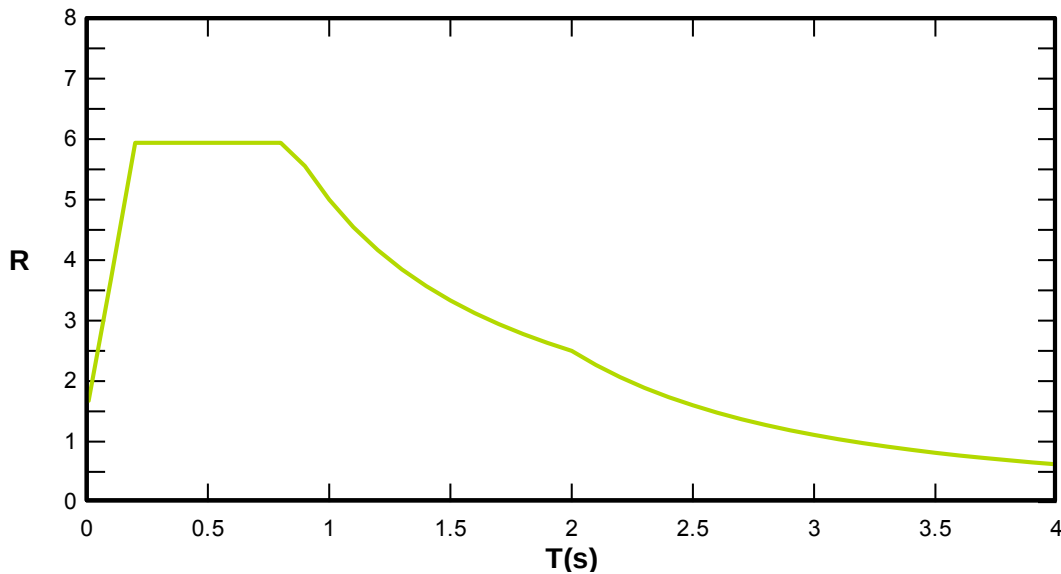


Figura 6 Espectros de factores de reducción.

La norma establece los valores del amortiguamiento típicos para estructuras usuales, los cuales no sólo son aplicados a la reducción de espectros elásticos, sino también al incremento de sus ordenadas. Los valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad se presentan en la Tabla 14.

Si bien la norma NCSE-02 no define directamente el uso de factores de reducción, éstos se expresan aquí como el inverso de los coeficientes de respuesta β , para permitir la comparación con otras normas. De esta forma, se obtienen los valores de R para cada uno de los niveles de ductilidad, que dependen fundamentalmente de la capacidad de las estructuras de disipar energía frente a la acción de cargas cíclicas, con elementos estructurales expresamente diseñados para tal fin y acoplados en las dos direcciones principales de la estructura. Los valores de los factores de reducción de respuesta se muestran en las Tablas 15 a la 17, para ductilidad alta, intermedia y baja, respectivamente.

Tabla 14 Parámetros del factor de reducción previstos en la norma NCSE-02.

Tabla 15 Factores de reducción norma NCSE-02, ductilidad alta.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	1,09	0,27	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	0,25	4,00

Tabla 16 Factor de reducción norma NCSE-02, ductilidad intermedia.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	3,00	1,09	0,36	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	0,33	3,00

Tabla 17 Factor de reducción norma NCSE-02, ductilidad baja.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	2,00	1,09	0,55	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	0,50	2,00
Estructura con muros de corte	compartimentada	2,00	0,93	0,46	2,15

En la Figura 7 se muestran los espectros correspondientes a un suelo granular de compacidad media (clasificado como del tipo III), reducidos por el factor de estructura porticada compartimentada, para un nivel de ductilidad alto. Cabe indicar que tanto los espectros elásticos como los inelásticos muestran ramas de aceleración constante para distintos intervalos de períodos. Esto se debe a la aplicación del factor de contribución k contemplado en la norma NCSE-02.

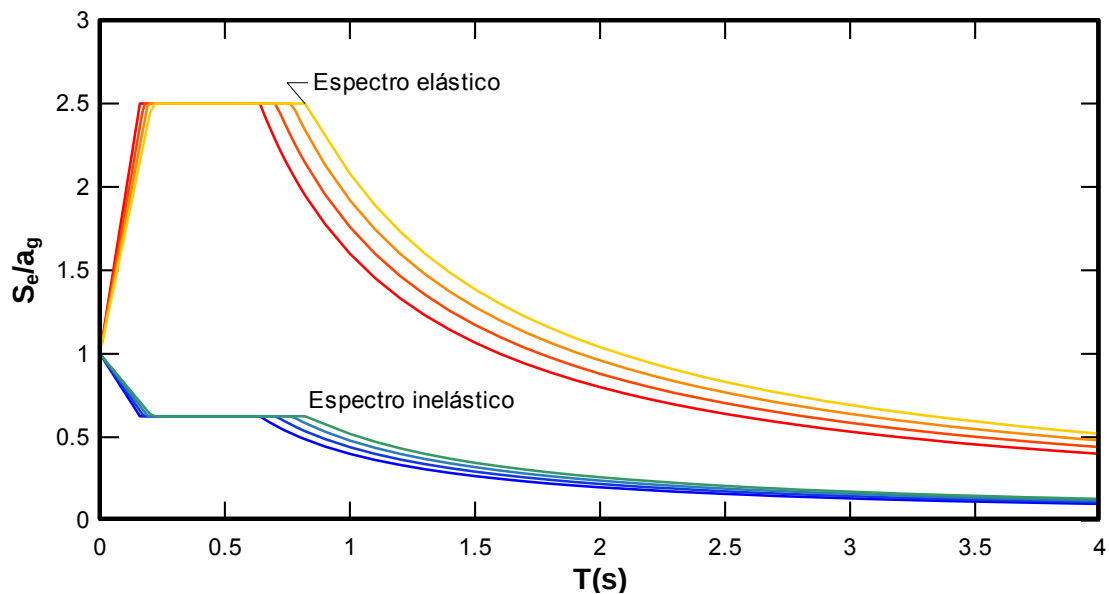


Figura 7 Espectros de diseño, elástico e inelásticos, para sistemas porticados con alta ductilidad, sobre suelo tipo III.

Finalmente, en la Figura 8 se ha representado el factor de reducción de respuesta típico aplicado en la norma NCSE-02. Se distinguen las dos ramas: la primera variable según el período T y la segunda tiene valores constantes e iguales al valor de la ductilidad μ .

5.3 Factores de reducción de respuesta del UBC 97

En el Uniform Building Code (UBC 97) se prescriben valores de los factores de reducción de respuesta que dependen del sistema resistente a fuerzas laterales predominante y de las características del material utilizado en el diseño. El nivel de diseño queda implícitamente definido al hacerse referencia a la categoría de "pórticos especiales", que corresponde al cumplimiento de las recomendaciones de dimensionado y los detalles de armado adecuados para zonas sísmicas. La 0 muestra aquellos valores de R que interesan en virtud de las estructuras que se consideran en la presente monografía.

En la Tabla 18 se muestran también los valores de los factores de sobrerresistencia estructural, Ω_0 , que en el UBC-97 se asignan a cada tipo específico de estructura. Este factor es aplicado para amplificar las componentes horizontales de las cargas sísmicas, E_h , determinada a partir del cortante en la base, mediante la expresión:

$$E_m = \Omega_0 E_h \quad (21)$$

Donde E_m es la máxima fuerza sísmica estimada.

Puede observarse que el UBC 97 considera valores de reducción evidentemente superiores a los del resto de las normas de diseño sismorresistente analizadas. Sin embargo, esta diferencia es sólo aparente, al considerarse en la norma la posibilidad de incrementar las fuerzas de diseño teniendo en cuenta la redundancia estructural mediante la siguiente expresión:

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \quad (22)$$

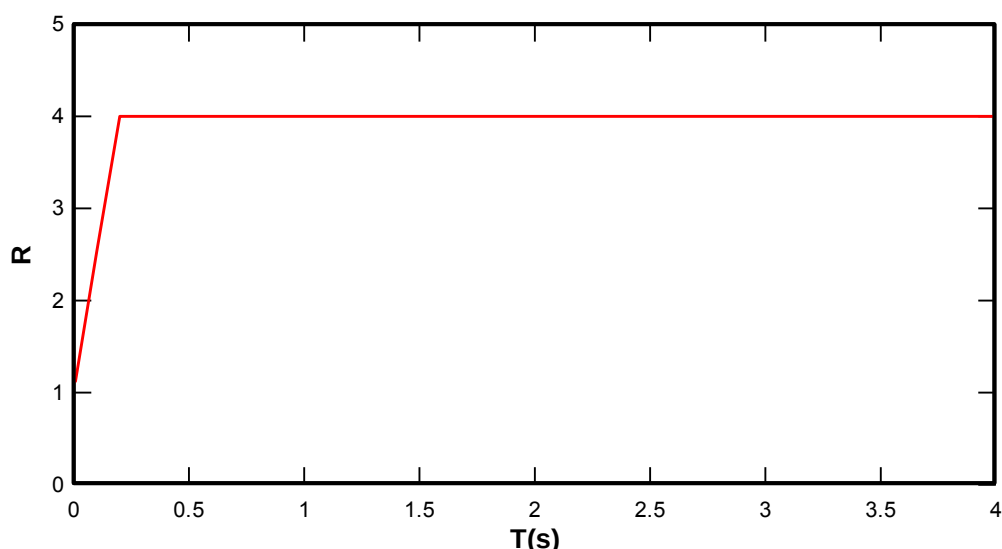


Figura 8 Espectro típico de factor de reducción norma NCSE-02, suelos tipo III.

Tabla 18 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia, UBC-97.

	R	Ω_0
1. Pórticos especiales resistentes a momentos		
a. Acero	8,5	2,8
b. Hormigón	8,5	2,8
2. Pórticos de mampostería resistentes a momentos	6,5	2,8
3. Pórtico intermedio resistente a momento	5,5	2,8
4. Pórticos ordinarios resistentes a momentos		
a. Acero	4,5	2,8
b. Hormigón	3,5	2,8
5. Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	6,5	2,8

En la Ecuación (22), A_B representa el área de la planta expresada en metros cuadrados, $r_{\max}$ es la relación entre el esfuerzo cortante máximo en los pilares y el cortante

total de piso de la estructura entera. Esta expresión engloba lo que se puede interpretar como una especie de densidad de los pilares que, en el caso de estructuras porticadas resistentes a momentos, son los encargados de resistir las fuerzas cortantes inducidas por las cargas horizontales de los sismos. La forma de aplicar la ecuación anterior en el cálculo de las fuerzas sísmicas consiste en calcular las fuerzas horizontales de diseño E_h mediante la ecuación.

$$E = \rho E_h + E_v \quad (23)$$

Donde E_v representa la componente vertical de la acción sísmica.

5.4 Factores de reducción norma Covenin 1756-98

Los factores de reducción son prescritos de forma directa en la normativa venezolana Covenin 1756-98 y sus valores dependen de dos características, la primera vincula los niveles de reducción de ordenadas espectrales con el nivel de diseño aplicado, obligando esto al cumplimiento de ciertas condiciones que garanticen la ductilidad de las estructuras. La segunda característica tiene que ver con la tipología estructural utilizada, correspondiendo los niveles más altos de reducción de la respuesta a las estructuras porticadas (Tipo I), hasta las estructuras incapaces de tener un comportamiento asimilable al de las que responden como diafragma rígido.

Los valores máximos de los factores de reducción son los que en anteriores versiones de la normativa correspondían a la ductilidad, sin que intervengan en su determinación factores adicionales, tales como la sobrerresistencia o el amortiguamiento, considerado en la determinación de los espectros elásticos de diseño.

La presentación de los valores máximos se realiza para tres familias de estructuras que dependen del material: estructuras de hormigón armado, de acero y estructuras mixtas de hormigón armado y acero. En cuanto a la influencia de las posibles irregularidades tanto en planta como en elevación, la normativa aconseja la aplicación global de factores de reducción iguales al 75% de los señalados para estructuras regulares, sin hacer ninguna valoración sobre el tipo de irregularidad y sus posibles consecuencias sobre la respuesta dúctil de la estructura. En las Tablas 19 a la 21, se incluyen los valores para éstos tres tipos de estructuras.

Tabla 19 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras de hormigón armado.

Tabla 20 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras de acero.

En estas tablas aparecen los valores de los factores de reducción R por tipo de estructura, variando de las más dúctiles (tipo I) para las que la estructura predominante porticada, a las menos dúctiles (tipo IV) dentro de las que se encuentran las estructuras sustentadas por una sola columna, sin diafragma rígido o con forjados con vigas planas.

También dependen del nivel de diseño, asignando valores de R superiores para el nivel de diseño ND3 que impone un detallado más exigente de secciones y uniones, y valores inferiores para el nivel de diseño sin consideraciones sismorresistentes (ND1).

Tabla 21 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras mixtas hormigón armado- acero.

5.5 Factores de reducción de respuesta del IBC 2003

El Internacional Building Code (IBC 2003), presenta pocas diferencias respecto al UBC 97 en lo referente al cálculo de valores de los factores de reducción de respuesta; incluso el formato de presentación es similar en cuanto a los casos de diseño, sistema estructural y tipo de material utilizado. Los valores mencionados se incluyen en la Tabla 22, en la que se observa que los valores más altos corresponden a las estructuras cuya tipología permite desarrollar un comportamiento dúctil. Los factores de reducción pueden ser modificados mediante el factor de importancia del edificio, que incrementan las fuerzas de diseño en el caso de los edificios considerados como esenciales.

Tabla 22 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia IBC 2000.

	R	Ω_0
Pórticos especiales de acero resistentes a momentos	8	3
Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	7	3
Pórticos intermedios de acero resistentes a momentos	4,5	3
Pórticos especiales de hormigón resistentes a momentos	3,5	3
Pórticos intermedios de hormigón armado resistentes a momentos	5	5
Pórticos ordinarios de hormigón armado resistentes a momentos	3	3
Pórticos especiales de compuestos resistentes a momentos	8	8
Pórticos intermedios de compuestos resistentes a momentos	5	5
Pórticos de compuestos parcialmente restringidos resistentes a momentos	6	6
Pórticos ordinarios de compuestos resistentes a momentos	3	3
Pórticos de muros de mampostería	5,5	5,5

Tanto en la norma UBC-97 como en la IBC-2003, la sobrerresistencia y la redundancia se consideran en forma explícita como factores de amplificación de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.6 Factores de reducción de respuesta en la NZS 1170.0:2002

La norma neozelandesa NZS 1170.0:2002 utiliza factores de reducción referidos a valores de ductilidad, siendo esta última fijada en función del tipo de estructura resistente predominante y del tipo de material que la compone. Los valores de ductilidad son directamente aplicados en la reducción de las fuerzas de piso. En la Tabla 23 se muestra el resumen de los factores de reducción para tres niveles de ductilidad: estructuras que se

espera que tengan una respuesta elástica, estructuras con una ductilidad intermedia y estructuras que, bajo condiciones especiales de proyecto, son capaces de desarrollar grandes deformaciones evitando el colapso por cargas verticales.

Tabla 23 Factores de reducción de respuesta NZS 1170.0:2002.

		Material predominante en la estructura			
		Acero estructural	Hormigón armado	Hormigón pretensado	Mampostería reforzada
Estructuras con respuesta elástica		1,25	1,25	1,00	1,25
Estructuras con ductilidad limitada					
	Pórticos diagonalizados				
	Cedencia en tensión y compresión	3,00	-	-	-
	Cedencia en compresión solamente	3,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	3,00	3,00	2,00	2,00
	Muros	3,00	3,00	-	2,00
	Muros cargados en voladizo	-	2,00	-	2,00
Estructuras dúctiles					
	Pórticos diagonalizados	6,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	6,00	6,00	5,00	4,00
	Muros	-	5,00	-	4,00
	Pórticos con diagonales excéntricas	6,00	-	-	-

5.7 Factores de reducción de respuesta del Japanese Building Standard Law

La norma japonesa presenta como novedad que los factores de reducción de respuesta se aplican como los inversos de los factores de ductilidad. Además es posible aplicar diferentes valores dependiendo del grado de ductilidad que sea preciso desarrollar en un nivel dado.

La norma permite la aplicación de valores que dependen del material que constituye la estructura, asignándole mayores valores de reducción a las estructuras de acero, en comparación con las estructuras de hormigón armado. En las Tablas 23 y 24 se muestran los valores sugeridos, que también dependen de la tipología estructural predominante en el edificio, así como también del nivel de ductilidad que el proyectista dispone para los elementos del nivel.

Tabla 24 Factores de reducción de respuesta para edificios de acero.

Tabla 25 Factores de reducción edificios de hormigón armado.

Edificios de hormigón armado			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,30	0,35	0,40
Buena	0,35	0,40	0,45
Regular	0,40	0,45	0,50
Pobre	0,45	0,50	0,55

Los factores mostrados indican que la norma japonesa considera el diseño para ductilidades bajas, lo que a la larga termina condicionando a que el edificio tenga un período más bajo que los edificios diseñados mediante otras normas sismorresistentes. También es

necesario indicar que la norma contempla la penalización de la reducción mediante la aplicación de factores que valoran la regularidad de la estructura.

6 COMPARACIÓN DE LOS FACTORES DE DIFERENTES NORMAS SISMORRESISTENTES

El primer aspecto a resaltar es que sólo en el EC-8 existe una referencia explícita a un factor básico de ductilidad, que depende de la ductilidad global que puedan desarrollar las estructuras correctamente diseñadas. En las normas NCSE-02 y Covenin 1756-98 los factores de reducción tienen un componente de reducción que depende exclusivamente de la ductilidad R_μ , para la cual se fijan niveles de diseño que no son más que un marco de especificaciones mínimas que se deben cumplir en la etapa de proyecto. Los dos factores que completan los factores de reducción R , que son dependientes de la sobrerresistencia y del amortiguamiento, se incorporan en el EC-8 al considerar coeficientes multiplicadores que varían de acuerdo con la redundancia estructural R_{SR} y de los materiales que integran la estructura R_ζ , esto último al diferenciar entre los coeficientes multiplicadores asignados a estructuras de acero, hormigón armado y muros de corte, aunque es necesario aclarar que no se realiza una referencia directa al factor R_ζ en la norma.

La NCSE-02 es la única de las normas revisadas que sí presenta una referencia directa a la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo recomienda el valor promedio para el desempeño de las diferentes estructuras, clasificadas de acuerdo con sus materiales, sin hacer referencia a la consideración de valores que dependan de la influencia de elementos no estructurales tales como la densidad y distribución de la mampostería que se ha demostrado altera los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras. En la Norma Covenin 1756-98 no se señala la participación del amortiguamiento estructural en la determinación de los factores de reducción R ; sólo es posible seleccionar valores de R que son ligeramente superiores para el caso de las estructuras porticadas de acero.

La consideración de la amplificación que experimenta el movimiento sísmico cuando atraviesa distintos tipos de suelos se encuentra de forma explícita en el EC-8 y en la Norma Covenin 1756-98, al adoptar ambos valores de factores de amplificación dinámica β que dependen de las características geotécnicas, generalmente representadas por la velocidad de ondas de cizallamiento y por los espesores de los estratos. La NCSE-02 presenta valores máximos como consecuencia de la amplificación, similares para los suelos contemplados en dicha norma, ajustando por esta causa el rango de valores de los períodos para los que se tiene aceleración constante, que se ensancha a medida que el suelo es menos rígido, (ver Figura 7).

En cuanto a los valores de los factores R , es interesante notar que sólo el EC-8 presenta limitaciones a las aceleraciones para las estructuras con períodos largos (superiores a los 2 s) limitando explícitamente la aceleración de diseño inelástico a un valor mínimo de 0,2 veces la aceleración espectral normalizada. Este último aspecto hace que el espectro de factores de reducción tenga cuatro ramas bien diferenciadas: la de los períodos cortos, conforme a la regla de igual energía; la de los períodos intermedios con aceleraciones constantes; una tercera rama decreciente, proporcional a la rama decreciente del espectro elástico; y una última rama que no decrece de la misma forma que la tercera, consecuencia de la cota inferior de las aceleraciones de diseño.

El período característico para el cual se produce la transición entre la rama creciente dependiente del período a la rama horizontal dependiente de la ductilidad, presenta cierta uniformidad en los tres códigos analizados. Estos valores se encuentran entre 0,2 s y 0,4 s, que corresponden a períodos típicos obtenidos de los espectros de respuesta obtenidos con registros sobre suelos rocosos o muy duros. Sin embargo, recientes trabajos han demostrado la dependencia del período característico respecto al período del suelo.

Finalmente, se reconoce la importancia que se da en las normativas analizadas a la relación que existe entre el valor de la ductilidad de desplazamiento y el nivel de diseño que se aplica a la estructura. Por ejemplo, la norma NCSE-02, por permitir ciertas irregularidades de la estructura y detalles de armado menos rigurosos para las secciones y los nudos, establece niveles máximos de ductilidad que se encuentran por debajo de los especificados en el EC-8, similar característica se encuentra en la norma japonesa, en la que se proponen factores de reducción que dependen de la ductilidad de los elementos estructurales del nivel analizado del edificio.

En casi todas las normas revisadas se ha podido verificar que los factores de reducción de respuesta correspondientes a estructuras de acero, son mayores que los correspondientes a las estructuras de hormigón armado. Algunas normas incluso llegan a contemplar valores para los sistemas estructurales usuales, tal es el caso del EC-8, Covenin-1756-98, NZBC, IBC-97 y UBC-2003.

Se comienzan a incorporar aspectos sugeridos en estudios recientes, tales como la incorporación de los factores de redundancia estructural. Ejemplo de esto son los factores que incrementan de los factores de reducción del EC-8, cuando las estructuras cumplen con ciertas características de redundancia de elementos resistentes verticales. Igual característica se observa en el IBC-97 y el UBC-2003, sin embargo su aplicación es de carácter aproximado.

La regularidad estructural es considerada directamente en el EC-8 y la norma japonesa, en el resto de las normas el beneficio de la regularidad solo se considera de forma indirecta.

7 CONCLUSIONES

Se verifica la incorporación en los códigos de diseño sismorresistente de recientes avances en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Dentro de las más relevantes se encuentran la incorporación de factores de reducción dependientes de la ductilidad, factores de reducción dependientes de la sobrerresistencia y de la redundancia estructural. Estos avances recientes requieren una mejora en su aplicación, como por ejemplo, determinar valores apropiados para tipos estructurales, tipos de materiales o rangos de períodos.

Se ha constatado en la mayoría de los códigos la aplicación de factores de reducción de respuesta mayores para edificios porticados de acero que para edificios porticados de hormigón armado. Sin embargo, se nota la ausencia de factores de reducción recomendados para edificios mixtos de pórticos y muros de cortante. En otros casos no se suministran factores de reducción para edificios cuya estructura predominante sea únicamente de muros de cortante.

Las modificaciones normativas dan indicios de que los factores de reducción de respuesta han sido disminuidos progresivamente. Los factores de reducción no superan el valor de 8,5 para el caso de estructuras porticadas.

La racionalización de los factores de reducción de respuesta, propuesta en el ATC-95, implica que el proyectista estructural se involucre en la determinación del factor de

reducción al aplicar al espectro de diseño, al tener la posibilidad de escoger los factores que se adapten a las características del edificio que proyecta.

Se incluyen penalizaciones a las irregularidades estructurales, ignoradas en las anteriores versiones de las normativas sismorresistentes en la determinación de los factores de reducción de respuesta.

A pesar de la incorporación de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia, es necesario hacer más transparente la relación entre éstos y aspectos relevantes del proyecto tales como la regularidad, la tipología estructural y el grado de hiperestatismo.

REFERENCIAS

ATC. (Applied Technology Council). (1974). *An evaluation of a response spectrum approach to the seismic design of buildings*. Report ATC-2. Redwood City.

ATC. (Applied Technology Council). (1995). *Structural response modification factors*. Report ATC-19. Redwood City.

Bertero, V. (1986). *Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC*. Proceedings 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.:1663-1673.

Bertero, R. y Bertero, V. (1999). *Redundancy in earthquake-resistant design*. Journal of Structural Engineering. Vol. 125, N° 11: 81-88.

Chakraborti, A. y Gupta V. (2004). *Scaling of strength reduction factors for degrading elasto-plastic oscillators*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 34: 189-206.

Decanini, L. et al. (2004). *Role of damage in evaluation of response modification factors*. Journal of Structural Engineering. Vol.130, N° 9: 1298-1308.

Dolšek, M. y Fajfar, P. (2004). *Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 33: 1395-1416.

EUROCODE-8. (2003). *Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.

Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) *Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. Structural design of tall buildings. 11 : 329-351.

Fischinger, M. Fajfar, P. Vidic, T. (1994). *Factors contributing to the response reduction*. 5th US NCEE. Chicago 97-106.

Hwang, H. y Shinozuka, M. (1994). *Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States*. Proceedings 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.223-231.

International Building Confercnce of Building Officals. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*.Whittier, California.

International Building Confercnce of Building Officals. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*.Whittier, California.

Ministry of Construction. (2004). *Building Standard Law Enforcement Order*. Building Center of Japan, Tokyo, Japan.

Ministry department of building and housing. (2002). *Structural design actions NZS 1170.0:2002*. Wellington, New Zealand.

Miranda, E. (1993). *Site dependent strength reduction factors*. Journal of Structural Engineering.; Vol.119, N° 12: 3503-3519.

Miranda, E. (2001). *Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems*. Journal of Structural Engineering.; Vol.127, N° 12: 1005-1012.

Moses, F. (1974). *Reliability of structural systems*. Journal of structural Division. ASCE, 100 (9).

Nassar, A. y Krawlinker, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*. Rep 95, the John Blume Earthquake Engineering Center.. Stanford University.

Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1973). *Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Buildings practices for disaster mitigation*. Rep. N° 45. National Bureau of Standards U. S. Dept. of commerce. Gaithersburg, 209-236.

NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.

Norma Covenin 1756-98 (Rev. 2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Caracas.

Lee, L.H. Han, S.W. Oh, Y.H. (1999). *Determination of ductility factor considering different hysteretic models*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 28: 957-977.

Lobo, W. Rivero, P. Vielma, J.C. (2004). *Hysteretic determination of the response factors R_{μ} according to structural types*. Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.. Paper 3469. Vancouver.

Ordaz, M y Pérez-Rocha, L. (1998). *Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1998; 27: 889-901.

Osteraas, J.D. y Krawlinker, H. (1990). *Strength and ductility considerations on seismic design*. Rep 90, the John Blume Earthquake Engineering Center. Stanford University.

Panagiotakos, T. Fardis, M. (1998). *Effects of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering. Vol.130, N° 2: 113-145.

Riddell, R. (1995). *Inelastic design spectra accounting for soil conditions*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 24: 1491-1510.

Uang, C.M. y Maarouf, A. (1993). *Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors*. Proceedings of 1993 National Earthquake Conference. Central United States Earthquake Consortium. Memphis:121-130.

Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 23: 507-521.

Vielma J.C., Lobo, W. and Rivero, P. (2004), *Hysteretic Determination of the Response Factors R_{μ} According to Structural Types*. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 3469, Vancouver.

Whittaker, A, Uang, C.-M. y Bertero, V. (1987). *Earthquake simulation test associated studies of a 0.3 scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure*. Rep UCB/EERC-87/02. University of California.

Whittaker, A. Hart, G. y Rojahn, C. (1999). *Seismic response modification factors*. Journal of Structural Engineering.; Vol. 125, N° 4: 438-444.

ESTIMACIÓN DE DEMANDAS INELÁSTICAS DE DESPLAZAMIENTO EN OSCILADORES BILINEALES SUJETOS A MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN ECUADOR

Roberto Aguiar, Eduardo Aragón, Marcelo Romo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
raguiar@espe.edu.ec
Quito-Ecuador

RESUMEN

La relación entre el desplazamiento máximo inelástico con relación al desplazamiento máximo elástico en sistemas de un grado de libertad, es un parámetro que tiene gran utilidad en la evaluación rápida de la deriva máxima de piso, en el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas con el cual se pasa del espectro elástico al inelástico y también para evaluar la respuesta dinámica en sistemas de múltiples grados de libertad.

En el presente trabajo se obtienen relaciones entre los desplazamientos máximos inelásticos con respecto a los desplazamientos máximos elásticos, considerando el tipo de suelo; en base 80 sismos registrados en el Ecuador y 112 sismos artificiales, los mismos que son compatibles con los espectros de diseño elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Previamente se presentan dos trabajos anteriores realizados en el Centro de Investigaciones Científicas de la Politécnica del Ejército sobre esta temática. En uno de ellos no se clasificaron los registros sísmicos de acuerdo al tipo de suelo y en el otro la base de datos fue pequeña.

Se detalla con bastante detenimiento la forma como se obtienen las curvas de ajuste y se comparan los resultados con los dos trabajos desarrollados anteriormente.

ABSTRACT

The relationship between the maximum inelastic displacement and the maximum elastic displacement in single-degree of freedom systems is a very useful parameter for fast evaluation of story drift, to calculate the reduction factor for seismic forces switching from an elastic to an inelastic spectra, and to evaluate the dynamic response in multiple-degree of freedom systems.

Relationships between maximum inelastic and maximum elastic displacements are obtained in this work, taking into account different soil types. Eighty seisms registered in Ecuador and 112 artificial seisms were used, being compatible to the elastic spectra design provided by the Ecuadorean Code for Construction.

The results of two previous works on the same subject, done at the Research Center of the Polytechnic of the Army are also reported. In one of them the seisms were not classified according to the soil type, and in the other one the seism database was small.

The procedure to obtain curve fitting is thoroughly detailed, and the results obtained are compared to the two works developed previously.

1 INTRODUCCIÓN

Existen tres aplicaciones muy importantes de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico; la una es en la evaluación rápida de la deriva máxima de pisos en edificios de hormigón armado; otra en el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas con el cual se pasa del espectro elástico al inelástico por comportamiento no lineal de la estructura y una tercera que no se comenta en este artículo para encontrar la respuesta no lineal en sistemas de múltiples grados de libertad, empleando espectros.

Existen algunas formulaciones para evaluar en forma rápida la deriva máxima de pisos, Gupta y Krawinkler (2000), Aguiar (2006) pero una de las primeras fue propuesta por Miranda (1997, 1999, 2001) y se la describe a continuación:

$$\gamma = \frac{\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 T^2}{4 \pi^2 N h} S_a$$

Donde β_1 es el valor de paso de un sistema de un grado de libertad a un sistema de múltiples grados de libertad; β_2 es un factor de amplificación que permite determinar la distorsión máxima de entrepiso a partir de la distorsión global de la estructura. La distorsión global se define como la relación entre el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio dividido para la altura total del edificio; β_3 es un factor que permite calcular los desplazamientos laterales máximos con comportamiento inelástico a partir de los máximos desplazamientos laterales con comportamiento elástico; β_4 es un factor que sirve para determinar el cociente entre la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión global pero calculado en una estructura con comportamiento elástico lineal con relación a la misma relación pero calculada con comportamiento inelástico; N es el número de pisos de la estructura, h es la altura de un entrepiso; S_a es la aceleración espectral elástica. El parámetro β_3 es el que estamos analizando en este artículo y se define de la siguiente manera:

$$\Delta_{INE} = \beta_3 S_d \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta_{INE}}{S_d} = \beta_3$$

Donde Δ_{INE} es el desplazamiento máximo inelástico y S_d es el desplazamiento máximo elástico, en un sistema de un grado de libertad.

La deriva máxima de piso es uno de los parámetros que mejor relaciona el daño que se espera en una estructura. Bertero *et al* (1991), Moehle (1992 y 1996), Rodríguez y Aristizabal (1999). La evaluación rápida de la deriva máxima de piso tiene una gran aplicación cuando se trata de definir las pólizas de seguro de viviendas.

La otra aplicación se había indicado es en la evaluación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R con el cual se pasa del espectro de diseño elástico al espectro de diseño inelástico. Existen varias formulaciones para este factor, una de ellas es la propuesta por Whittaker *et al* (1987, 1999) que se indica a continuación:

$$R = R_\mu R_S R_\xi$$

Siendo R_μ es el factor de ductilidad, R_S es el factor de resistencia y R_ξ es el factor de amortiguamiento. La relación entre el desplazamiento máximo inelástico Δ_{INE} con el desplazamiento máximo elástico S_d , el factor R_μ y la ductilidad μ viene dada por:

$$\Delta_{INE} = \frac{\mu}{R_\mu} S_d \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta_{INE}}{S_d} = \frac{\mu}{R_\mu}$$

De tal manera que el contar con ecuaciones para la relación Δ_{INE} / S_d tiene su aplicación en el cálculo en forma indirecta del parámetro R_μ . Es importante destacar que existen otras formulaciones para el factor de reducción R como la del ATC-1995 en que cambian el factor de amortiguamiento R_ξ de la ecuación (3) por el factor de redundancia R_R , quedando:

$$R = R_\mu R_S R_R$$

2 TRABAJOS REALIZADOS

En el Centro de Investigaciones Científicas de la Politécnica del Ejército se han realizado tres trabajos en los cuales se determina la relación Δ_{INE} / S_d . El primero de ellos fue realizado por Aguiar y Guerrero (2006) trabajando con 63 acelerogramas registrados en Sur América los mismos que se indican en la tabla 1, son eventos cuya aceleración máxima del suelo es mayor a 0.1 g., siendo g la aceleración de la gravedad. En este trabajo a la relación Δ_{INE} / S_d se denominó β_3 .

En las figuras 1 y 2 se indican las curvas de valores medios que se hallaron en el estudio para ductilidades de dos, tres y cuatro, trabajando con un modelo elástico perfectamente plástico y con un modelo bilineal en el cual la rama post fluencia tiene una pendiente α . Siendo α la relación entre la rigidez elástica y rigidez inelástica.

La figura 1 corresponde al modelo elástico perfectamente plástico en el cual $\alpha = 0$ y la figura 2 para el modelo bilineal con $\alpha = 0.05$.

Para la determinación de las curvas que mejor se ajustan a los datos indicados se consideró la forma propuesta por Nassar y Krawinkler (1991) ecuaciones (6) y (7). Lógicamente que los coeficientes "a" y "b" de estas ecuaciones se determinaron en el estudio y son los que muestran en la tabla 2.

$$\beta_3 = \frac{\mu}{[c(\mu - 1) + 1]^{1/c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

Los valores encontrados en el estudio por Aguiar y Guerrero (2006) fueron comparados con los obtenidos por Miranda (2000) quien trabajó con 263 acelerogramas registrados en suelo firme en los Estados Unidos de Norte América, la ecuación a la que llega, luego de trabajar con un modelo elástico perfectamente plástico, es:

$$\beta_3 = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12 T \mu^{-0.8}) \right]^{-1}$$

También se la comparó con la ecuación propuesta por Nassar y Krawinkler (1991) los valores de “a” y “b” que ellos encontraron se indican en la tabla 3 y fueron hallados en base a 15 sismos registrados en California en suelo firme y aluvial.

Tabla 1 Sismos considerados en el estudio realizado por Aguiar y Guerrero (2006)

CÓDIGO	ESTACIÓN	PAÍS	FECHA	MAGNITUD	COMPONENTE	ACELERACIÓN MÁXIMA [gals]
01a	ESTACION CHARACATO	PERU	13/06/2005	7.20	E-W	-138.5
01b	ESTACION CHARACATO	PERU	13/06/2005	7.20	N-S	125.4
02a	ALBERTO GIESECKE MATTO	PERU	13/06/2005	7.20	E-W	119.1
02b	ALBERTO GIESECKE MATTO	PERU	13/06/2005	7.20	N-S	111.2
03a	ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA	PERU	17/10/1966	6.40	E-W	-180.6
03b	ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA	PERU	17/10/1966	6.40	N-S	-269.3
04	ESTACIÓN LA MOLINA	PERU	09/11/1974	6.00	E-W	-116.8
05a	CESAR VIZCARRA VARGAS	PERU	23/06/2001	6.90	E-W	-295.2
05b	CESAR VIZCARRA VARGAS	PERU	23/06/2001	6.90	N-S	-234.0
06	ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA	PERU	31/05/1970	6.40	E-W	-104.8
07a	ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA	PERU	03/10/1974	6.20	E-W	-192.5
07b	ESTACIÓN PARQUE DE LA RESERVA	PERU	03/10/1974	6.20	N-S	179.0
08a	ESTACIÓN SURCO	PERU	03/10/1974	6.20	E-W	192.3
08b	ESTACIÓN SURCO	PERU	03/10/1974	6.20	N-S	-207.1
09a	ESTACIÓN ZARATE	PERU	05/01/1974	6.60	E-W	-139.6
09b	ESTACIÓN ZARATE	PERU	05/01/1974	6.60	N-S	-156.2
10a	ILOCA	CHILE	04/09/1985	7.20	N-S	-159.0
10b	ILOCA	CHILE	04/09/1985	7.20	E-W	-110.0
11	RAPEL	CHILE	04/09/1985	7.20	E-W	-108.0
12	PAPUDO	CHILE	03/03/1985	7.80	140°	226.0
13a	LLAYLLAY	CHILE	03/03/1985	7.80	280°	-465.0
13b	LLAYLLAY	CHILE	03/03/1985	7.80	190°	-345.0
14a	SAN FELIPE	CHILE	03/03/1985	7.80	170°	-303.0
14b	SAN FELIPE	CHILE	03/03/1985	7.80	80°	425.0
15a	LLOLLEO	CHILE	08/04/1985	7.20	100°	-167.0
15b	LLOLLEO	CHILE	08/04/1985	7.20	10°	200.0
16a	LLOLLEO (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	100°	437.0
16b	LLOLLEO (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	10°	-698.0
17a	VIÑA DEL MAR (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	290°	-233.0
17b	VIÑA DEL MAR (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	200°	356.0
18a	VALPARAISO EL ALMENDRAL, (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	50 °	292.0
18b	VALPARAISO EL ALMENDRAL, (UNIVERSITY OF CHILE)	CHILE	03/03/1985	7.80	140°	-163.0
19	COLBUN	CHILE	03/03/1985	7.80	LONG	-477.0
20a	ILOCA	CHILE	03/03/1985	7.80	E-W	-221.0
20b	ILOCA	CHILE	03/03/1985	7.80	N-S	273.0
21a	MELIPILLA	CHILE	03/03/1985	7.80	E-W	-673.0
21b	MELIPILLA	CHILE	03/03/1985	7.80	N-S	518.0
22a	PICHILEMU	CHILE	03/03/1985	7.80	E-W	254.0
22b	PICHILEMU	CHILE	03/03/1985	7.80	N-S	-175.0
23a	SAN FERNANDO	CHILE	03/03/1985	7.80	E-W	285.0
23b	SAN FERNANDO	CHILE	03/03/1985	7.80	N-S	333.0
24a	SAN ISIDRO	CHILE	03/03/1985	7.80	LONG	-707.0
24b	SAN ISIDRO	CHILE	03/03/1985	7.80	TRANS	696.0
25a	ZAPALLAR	CHILE	03/03/1985	7.80	E-W	-265.0
25b	ZAPALLAR	CHILE	03/03/1985	7.80	N-S	299.0
26a	ESCUELA EDMUNDO DE AMICIS-MENDOZA	ARGENTINA	26/01/1985	6.00	LONG	-267.0
26b	ESCUELA EDMUNDO DE AMICIS-MENDOZA	ARGENTINA	26/01/1985	6.00	TRANS	-332.0
27a	MUNICIPALIDAD LAS HERAS - MENDOZA	ARGENTINA	26/01/1985	6.00	LONG	184.0
27b	MUNICIPALIDAD LAS HERAS - MENDOZA	ARGENTINA	26/01/1985	6.00	TRANS	401.0
28	MUNICIPALIDAD DE MAIPU - MENDOZA	ARGENTINA	26/01/1985	6.00	TRANS	-192.0
29a	ETNA S/N 2673	ARGENTINA	23/08/2005	4.90	LONG	439.5
29b	ETNA S/N 2673	ARGENTINA	23/08/2005	4.90	TRANS	-222.0
30a	SSA2EVT S/N 1428	ARGENTINA	23/08/2005	4.90	E-W	164.1
30b	SSA2EVT S/N 1428	ARGENTINA	23/08/2005	4.90	N-S	-129.0
31a	ARMENIA (CARME)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	E-W	518.4
31b	ARMENIA (CARME)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	N-S	-580.1
32a	ESTACIÓN DE FILANDIA (CFLAN)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	E-W	554.9
32b	ESTACIÓN DE FILANDIA (CFLAN)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	N-S	-477.8
33a	ESTACIÓN DE PEREIRA (CPER)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	E-W	-207.8
33b	ESTACIÓN DE PEREIRA (CPER)	COLOMBIA	25/01/1999	6.20	N-S	141.5
34a	ESTACIÓN DE RICAURTE (CRICA)	COLOMBIA	17/07/1998	3.07	E-W	132.4
34b	ESTACIÓN DE RICAURTE (CRICA)	COLOMBIA	17/07/1998	3.07	N-S	-124.8
35	ESTACIÓN DE PEREIRA(Mazda) RISARALDA(CMAZP)	COLOMBIA	19/02/1997	6.10	E-W	127.5

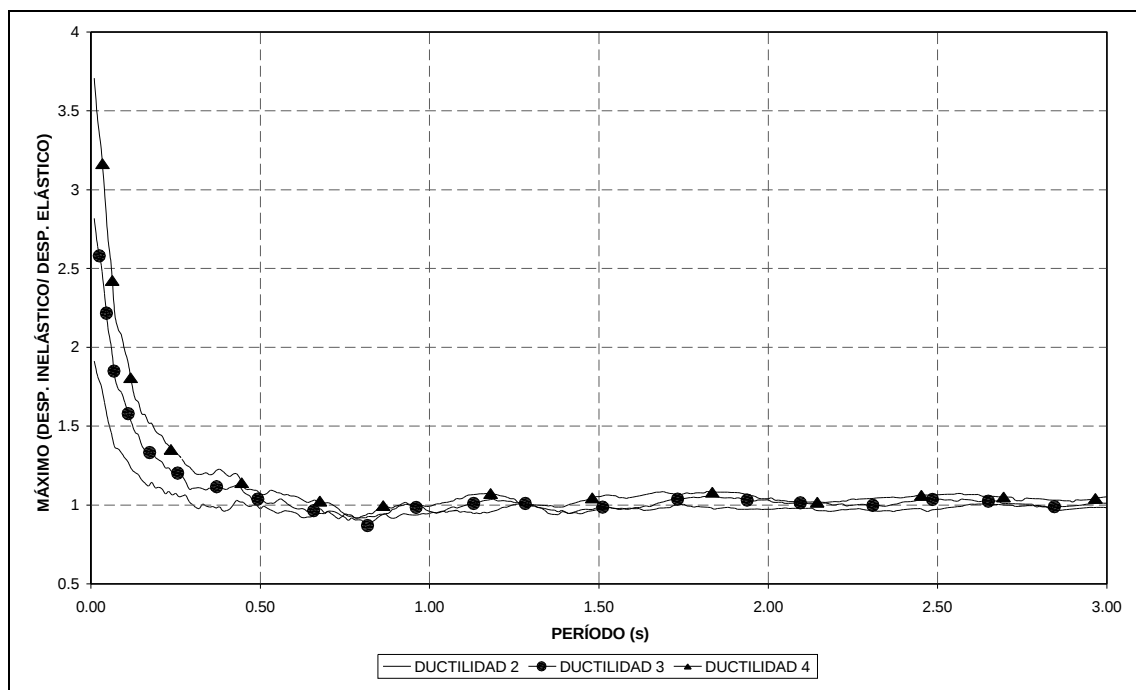


Figura 1 Valores medios de β_3 para $\alpha = 0$.

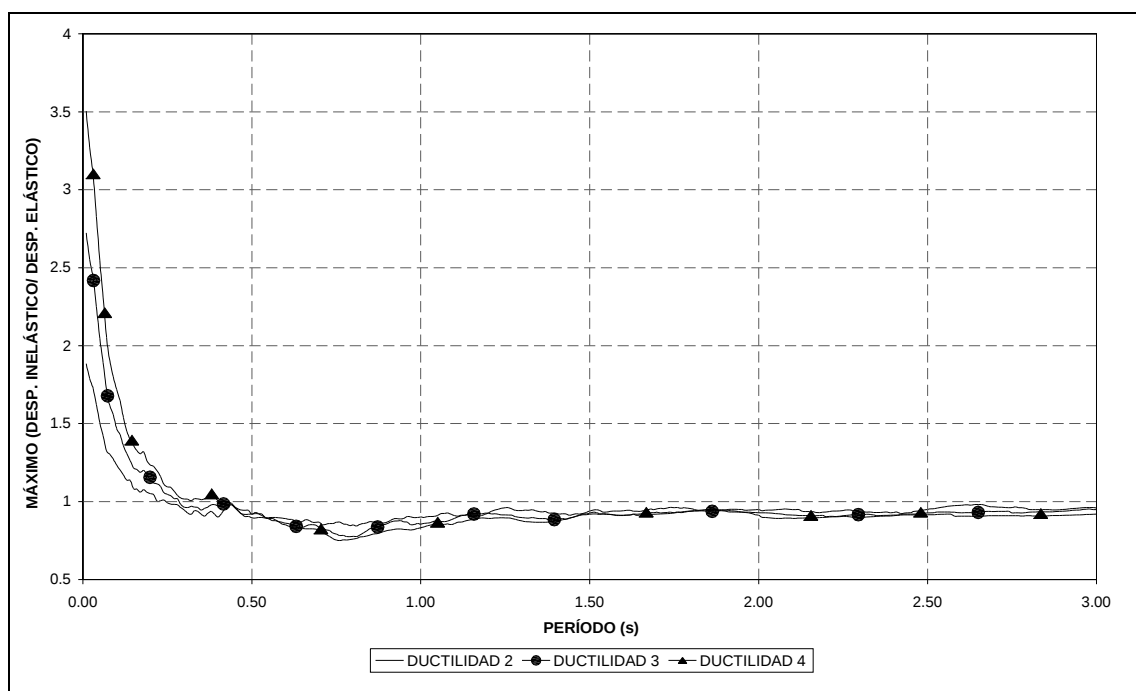


Figura 2 Valores medios de β_3 para $\alpha = 0.05$

Tabla 2 Valores de "a" y "b" encontrados por Aguiar y Guerrero (2006)

α	a	b
0.00	2.070	0.381
0.05	1.247	0.248

Tabla 3 Valores de “a” y “b” encontrados por Nassar y Krawinkler

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

En la figura 3 se presentan tres gráficos para ductilidades de 2, 3 y 4. En cada uno de ellos se indican los valores medios obtenidos con los sismos de la tabla 1, las curvas que se obtienen con las ecuaciones de ajuste de Aguiar y Guerrero (2006), Miranda (2000) y Nassar y Krawinkler (1991). Se aprecia que existe una muy buena aproximación a pesar de que Aguiar y Guerrero (2006) trabajaron con sismos registrados en Sur América y los otros investigadores con sismos registrados en los Estados Unidos de Norte América; de tal manera que se podría indicar que la ubicación geográfica de los sismos no influye en la relación Δ_{INE} / S_d .

Los registros de la tabla 1 en un buen porcentaje fueron registrados en suelo firme por este motivo es que existe una buena correlación con los otros trabajos ya que fueron en suelo similar.

3 INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO

El tipo de suelo tiene influencia en la determinación del parámetro β_3 como lo han demostrado Ordaz y Pérez (1999), Ruiz-García y Miranda (2003), Chopra (2005), entre otros. Lamentablemente en América del Sur no se dispone de suficientes registros sísmicos, en función del tipo de suelo.

Al no disponer de registros sísmicos se decidió como, segundo trabajo de investigación, generar registros ratificales en función del tipo de suelo y determinar la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico.

Aguiar y González (2006) generaron 28 acelerogramas sintéticos los mismos que son compatibles con los espectros del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 para los cuatro perfiles de suelo. Se generaron registros con una aceleración máxima del suelo igual al 40% de la aceleración de la gravedad, la duración de los eventos fue variando desde 20 s., hasta 50 s.

En la figura 4 se presentan los valores medios de la relación Δ_{INE} / S_d encontrados por Aguiar y González para los cuatro perfiles de suelo del CEC-2000. En forma general se puede indicar que el perfil S1 corresponde a un suelo firme de gran resistencia a la compresión; por el contrario el perfil S4 corresponde a un suelo muy blando. El perfil S2 a un suelo de dureza intermedia y el S3 a un suelo blando.

Para cada perfil de suelo se tienen cuatro curvas para ductilidades de 2, 3 y 4, y la curva de valores medios. En base a estas curvas se halló la ecuación de ajuste la misma que está definida por:

$$\beta_3 = 1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T_s} \right)^d \right]^{-1}$$

Donde los coeficientes “a”, “b”, “c” y “d” fueron obtenidos del ajuste para cada tipo de suelo y están indicados en la tabla 4; T_s es el período característico del suelo que se considero igual al valor donde empieza la rama descendente del espectro del CEC-2000, los valores están indicados en la última columna de la tabla 4.

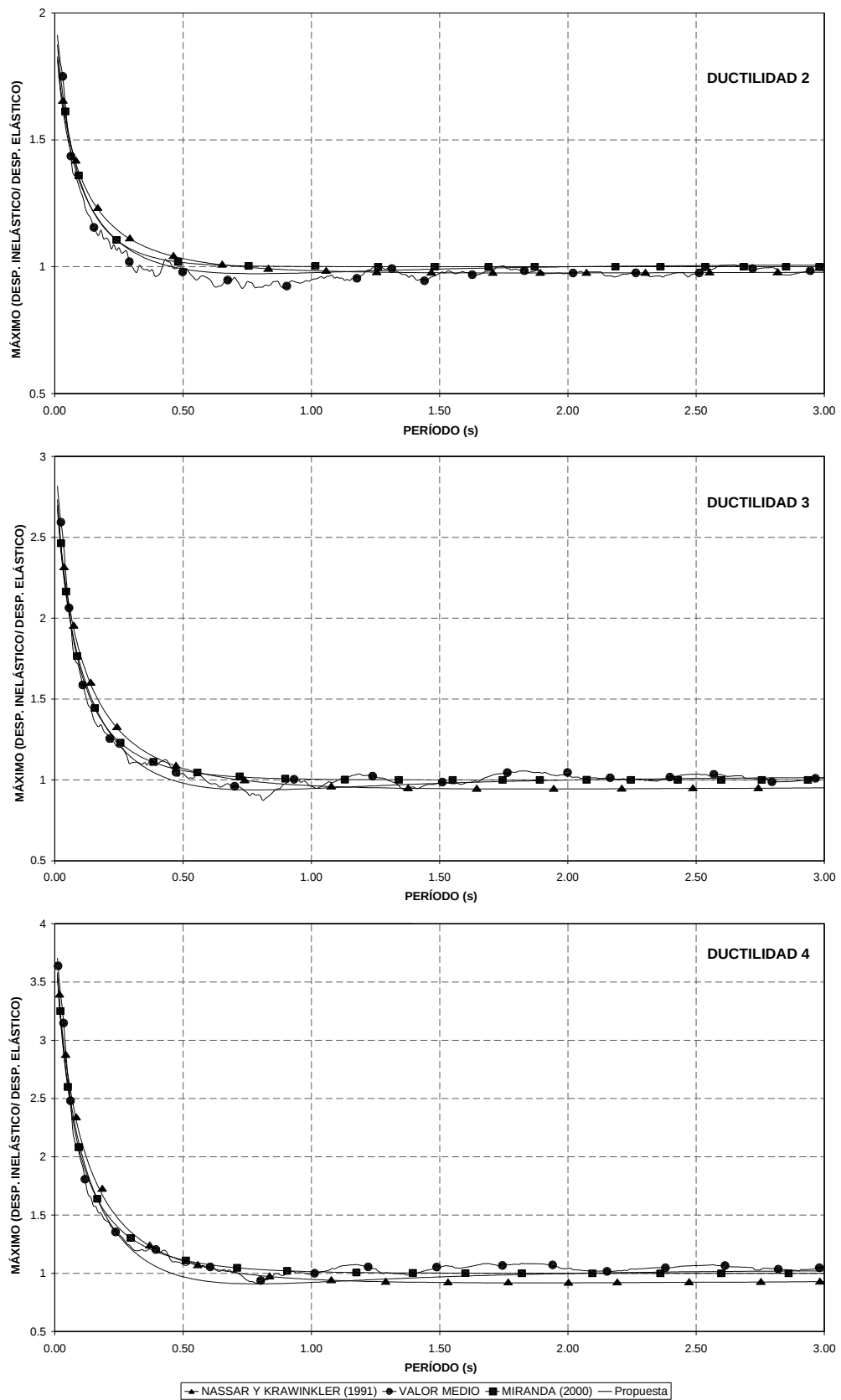


Figura 3 Valores medios de β_3 y ecuaciones de Miranda, Nassar y Krawinkler, y propuesta por Aguiar y Guerrero (2006) para $\alpha = 0$

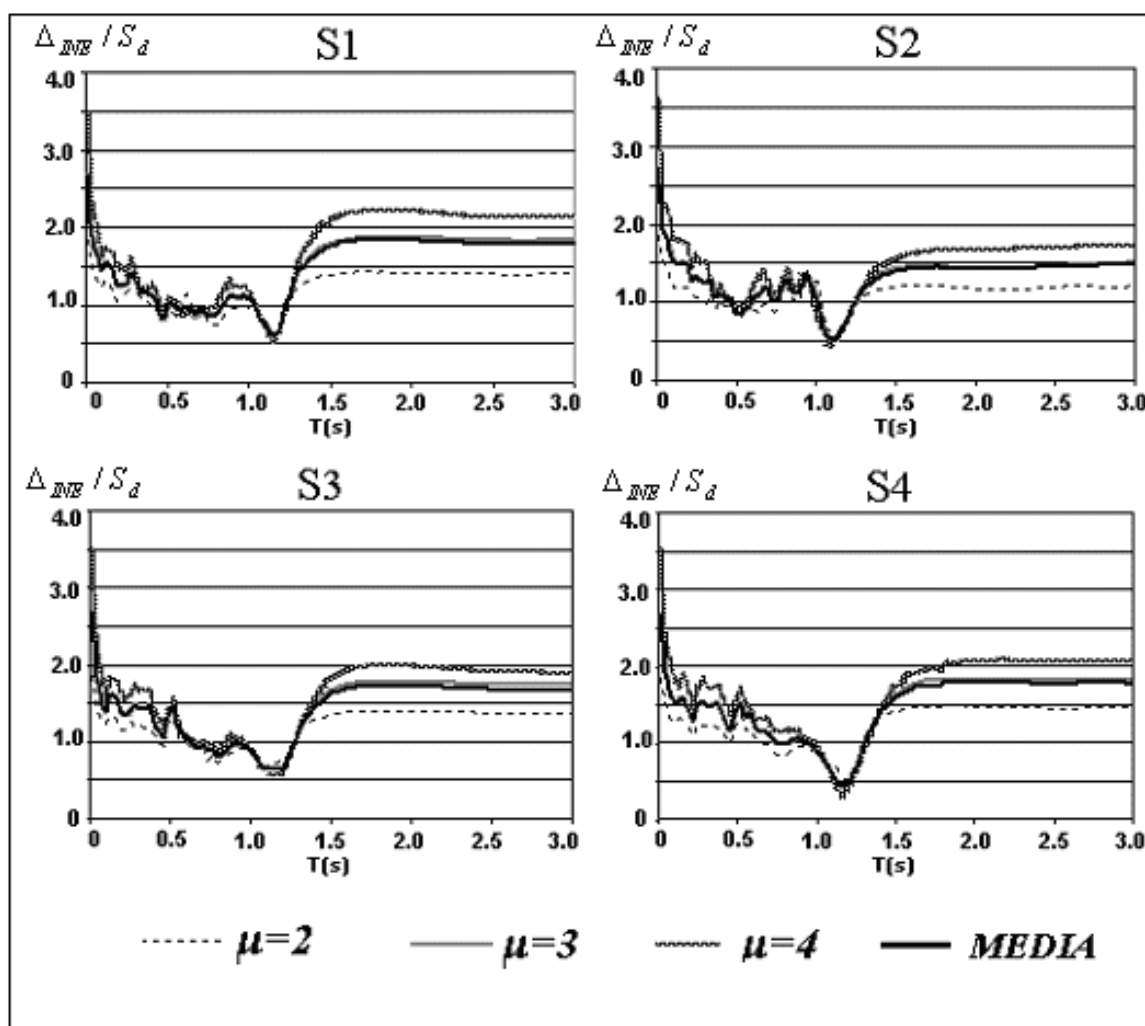


Figura 4 Valores medios de β_3 encontrados por Aguiar y González (2006)

Tabla 4 Valores encontrados para hallar β_3 . Aguiar y González (2006)

Perfil de Suelo	a	b	c	d	T_s
S1	30.00	1.34	-1.49	0.60	0.50
S2	71.80	2.00	-1.50	0.50	0.52
S3	81.04	2.00	-2.55	0.50	0.82
S4	86.00	2.10	-2.60	0.48	2.00

4 REGISTROS SISMICOS

Para el tercer trabajo desarrollado en el CEINCI se generaron 112 acelerogramas artificiales; 28 con aceleraciones máximas del suelo igual a 0.15 g; igual cantidad de acelerogramas se obtuvieron para 0.25 g; 0.30 g., y 0.40 g. Las aceleraciones máximas del suelo corresponden a las cuatro zonas sísmicas del Ecuador.

De los 28 acelerogramas artificiales generados para cada una de las zonas sísmicas, se obtuvieron 7 acelerogramas para cada uno de los cuatro tipos de suelo estipulados en el CEC-2000.

Los datos más relevantes de los sismos reales con los cuales se trabajó se indican en la tabla 5, se aprecia que son sismos de baja magnitud y con aceleraciones máximas del suelo menores a 0.1 g., por lo que se procedió a normalizar estos registros a las aceleraciones máximas de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador. Se destaca que todos registros indicados en la tabla 5 fueron obtenidos en la ciudad de Guayaquil.

Tabla 5 Datos de los acelerogramas utilizados en el estudio.

ESTACIÓN	PERFIL DE SUELO	FECHA	COMP.	MAGNITUD	LATIT.	LONG.	PROFUNDIDAD (Km.)	ACELERACIÓN PICO (cm./s ²)	DISTANCIA FOCAL (a.m.)
U. CATOLICA	S1	11/06/91	N - S E - W	5,4 mb	-3,1636	-79,3767	113,80	4,274	166,96
U. CATOLICA	S1	30/05/90	N - S E - W	4,5 mb	-2,2288	-79,9963	4,87	3,401	13,47
U. CATOLICA	S1	21/11/91	N - S E - W	4,2 mb	-2,3130	-80,1520	62,00	3,693	69,83
U. CATOLICA	S1	21/11/91	N - S E - W	4,1 mb	-1,9000	-79,7900	10,00	1,816	35,49
U. CATOLICA	S1	25/04/96	N - S E - W	5,2 mb	-9,7060	-80,1890	36,00	8,218	835,71
BARRIO DEL CENTENARIO	S3	26/04/93	N - S E - W	Registrado	?	?	?	10,994	
BARRIO DEL CENTENARIO	S3	06/01/95	N - S E - W	5,4 mb	-1,9005	-78,0854	180,58	4,520	271,60
BARRIO DEL CENTENARIO	S3	25/01/94	N - S E - W	4,8 mb	-1,7022	-78,2391	198,64	2,723	275,63
BARRIO DEL CENTENARIO	S3	08/08/93	N - S E - W	?	?	?	?	2,939	
COL. ING. CIVILES	S1	11/06/91	N - S E - W	5,4 mb	-3,1636	-79,3767	113,80	27,699	166,96

5 ESPECTROS ELÁSTICOS DE DESPLAZAMIENTOS

Se han agrupado los registros sísmicos por aceleración máxima del suelo y por el perfil del suelo. Así por ejemplo para los registros con aceleración máxima del suelo igual a 0.15 g., y para un perfil de suelo S1, se tienen 12 acelerogramas reales y 7 acelerogramas sintéticos. Existe una diferencia marcada en la forma de los espectros de los sismos reales y de los sismos sintéticos como se aprecia en la figura 5. Los espectros de los sismos sintéticos se hallan agrupados en la parte superior y los espectros de los sismos reales en la parte inferior. Los espectros sintéticos están identificados de Sd1 a Sd7.

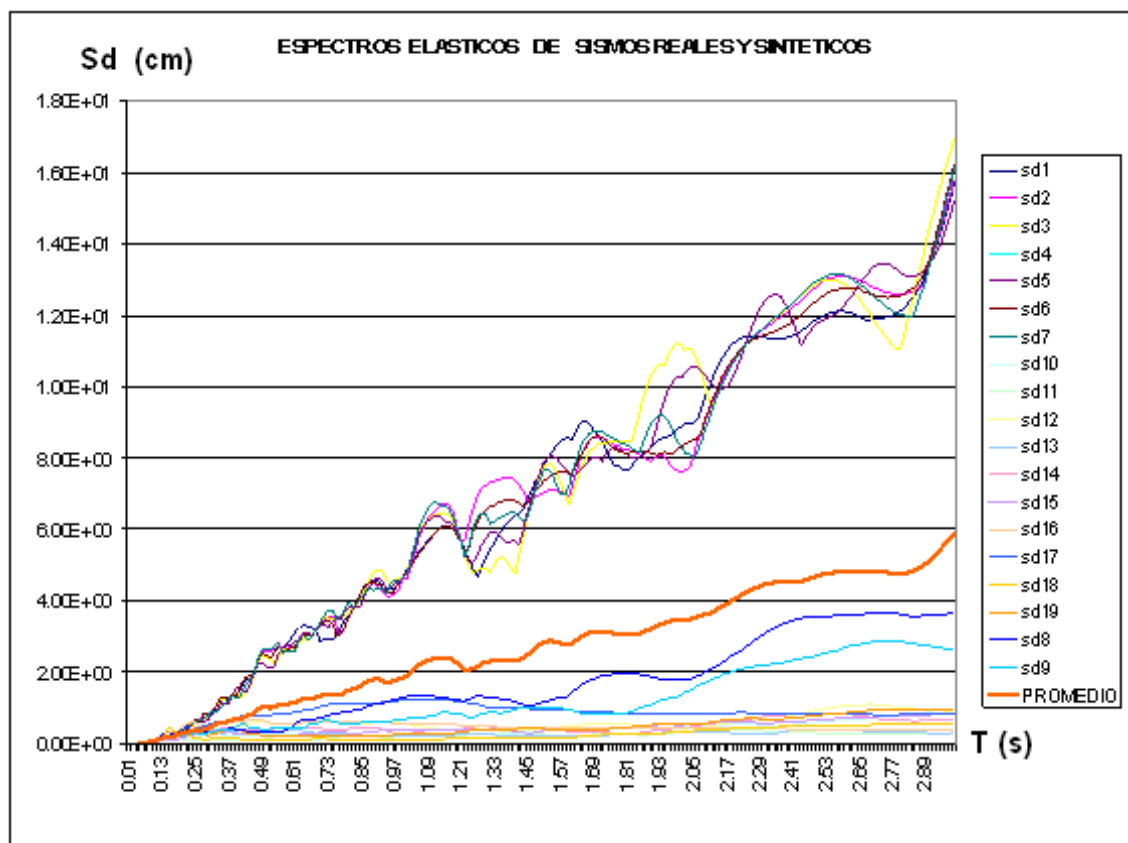


Figura 5 Espectros elásticos de desplazamiento con los registros de 0.15 g., en suelo S1

6 ESPECTROS INELÁSTICOS DE DESPLAZAMIENTOS

En la figura 6 se presentan los espectros inelásticos de desplazamientos, para los registros con aceleraciones máximas del suelo igual a 0.15 g., sobre un perfil de suelo S1, para una ductilidad de 4. El comportamiento es similar al de la figura 5, en el sentido de que los espectros correspondientes a los sismos reales normalizados tienen valores bajos y están agrupados. En cambio los espectros de los registros artificiales tienen valores altos y están agrupados. Con línea gruesa se indica en la figura 6 la curva de valores promedios.

Este comportamiento de que se agrupan los espectros de los registros artificiales y de los sismos normalizados, se observó en todos los grupos de datos. No es únicamente con los registros cuya aceleración máxima del suelo es 0.15 g., sino con los de 0.25 g., 0.30 g., y 0.4 g.

Los espectros inelásticos se obtuvieron para un modelo elástico perfectamente plástico, es decir para $\alpha = 0$.

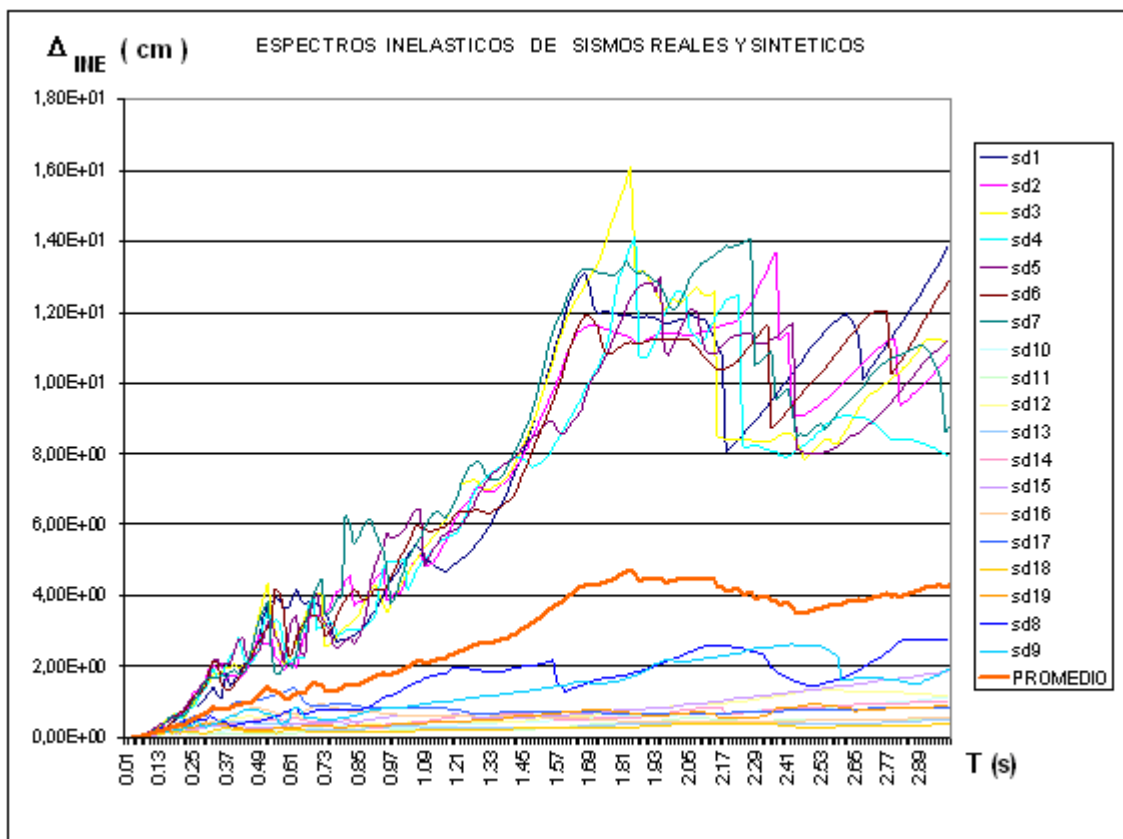


Figura 6 Espectros inelásticos de desplazamiento con los registros de 015 g., en suelo S1, para ductilidad de 4.

7 RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTOS NO LINEAL Y LINEAL

Al tener una marcada diferencia en la forma de los espectros elásticos e inelásticos de los sismos reales y de los sismos sintéticos. Es conveniente no agrupar los datos y trabajar por separado la relación Δ_{INE} / S_d .

Con los espectros de respuesta elástica y con los espectros de respuesta inelásticos para ductilidades de 2, 3 y 4. Se procedió a encontrar la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico Δ_{INE} / S_d , para cada una de las aceleraciones máximas del suelo y para cada una de las ductilidades. Así por ejemplo en la figura 7 se presenta esta relación para los registros cuya aceleración máxima del suelo es 0.15 g., en un perfil de suelo S1 y para ductilidad de 4 pero con los registros de los sismos artificiales. Con línea más gruesa se ha indicado la curva de valores medios, en la cual se aprecia que aproximadamente para valores menores a 0.6 s., la relación Δ_{INE} / S_d tiene valores mayores a la unidad y que para cuando el período tiende a cero está relación tiende a la ductilidad. La curva de valores medios con la que se trabaja es aquella en la cual la probabilidad de excedencia de los datos es del 50%.

En la figura 8 se presenta la relación Δ_{INE} / S_d para ductilidades de 2, 3 y 4. Para cada uno de los cuatro perfiles de suelo del CEC-2000, obtenidas con registros artificiales cuya aceleración máxima del suelo en roca es 0.15 g.

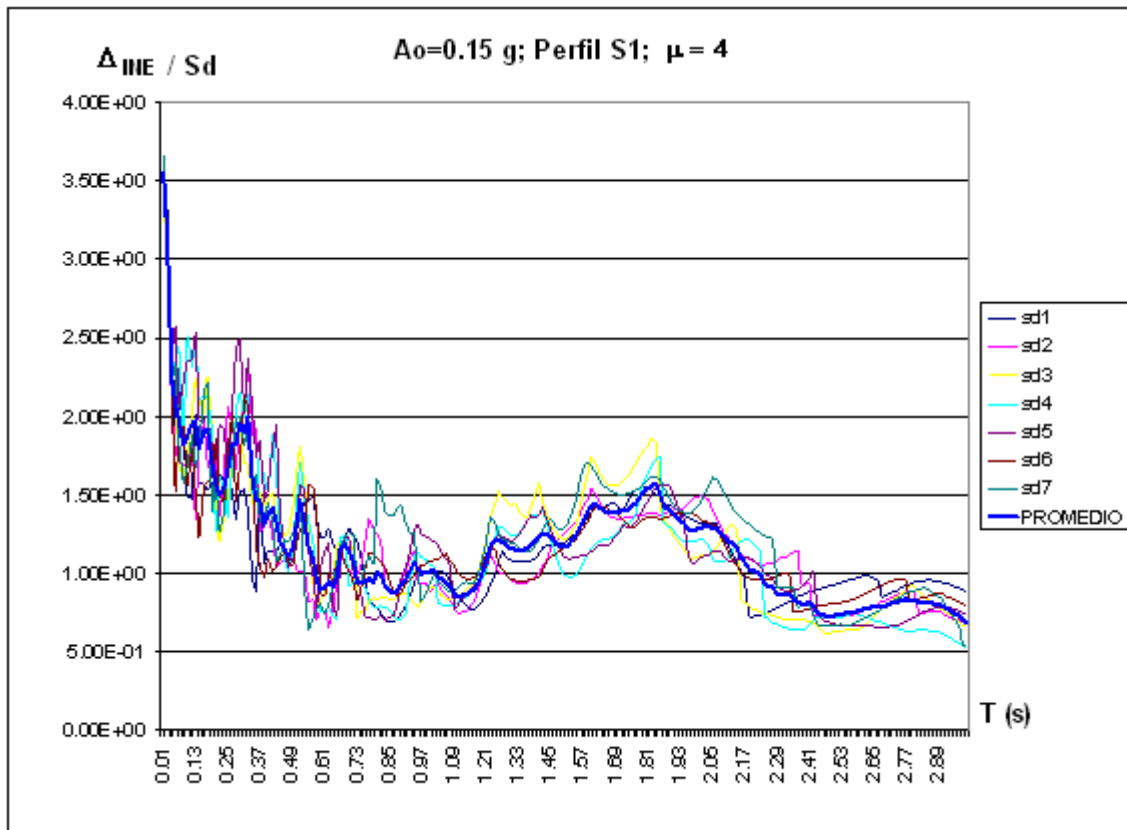


Figura 7 Relación Δ_{INE} / S_d para registros con aceleración máxima del suelo 0.15 g., en perfil de suelo S1 y para una ductilidad de 4. Obtenido con sismos ratificales.

8 AJUSTE DE CURVAS

Se detalla la forma como se obtuvo la curva de ajuste en base a los resultados encontrados para un perfil de suelo S1, para una ductilidad de 4 y para una aceleración máxima del suelo de 0.15 g. Se destaca que se siguen los lineamientos generales propuestos por Chopra (2005).

La figura 7 se presenta nuevamente en la figura 9 pero en el eje de las X, se coloca el logaritmo en base 10 de la relación del período T con respecto al período característico del suelo T_s , y en el eje de las Y, se coloca el logaritmo en base 2 de la relación Δ_{INE} / S_d . Para el perfil de suelo S1 se consideró $T_s = 0.5$ s.

En la figura 9 con línea un poco más gruesa se han dibujado los ejes de coordenadas. Se desea ahora encontrar una curva que mejor se ajuste a los puntos indicados para lo cual como punto de partida se considera que esta tiene la siguiente forma:

$$C_\mu = \frac{\Delta_{INE}}{S_d} = \frac{\mu}{R_\mu} = 1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} \right) * \left(\frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1}$$

En lugar de denominarle β_3 se lo ha llamado C_μ . Con esta acotación se describe la ecuación (10). Las dos primeras igualdades ya fueron indicadas restando manifestar que los coeficientes "a", "b" y "c" se deben determinar del ajuste. Para los datos del suelo S1 y $\mu = 4$

que se está analizando los coeficientes son: $a=1.30$; $b=-1.50$; $c=1.76$. Con estos valores en la figura 10 se indica la curva de valores medios y la curva que se obtiene del ajuste con la forma de la ecuación (10).

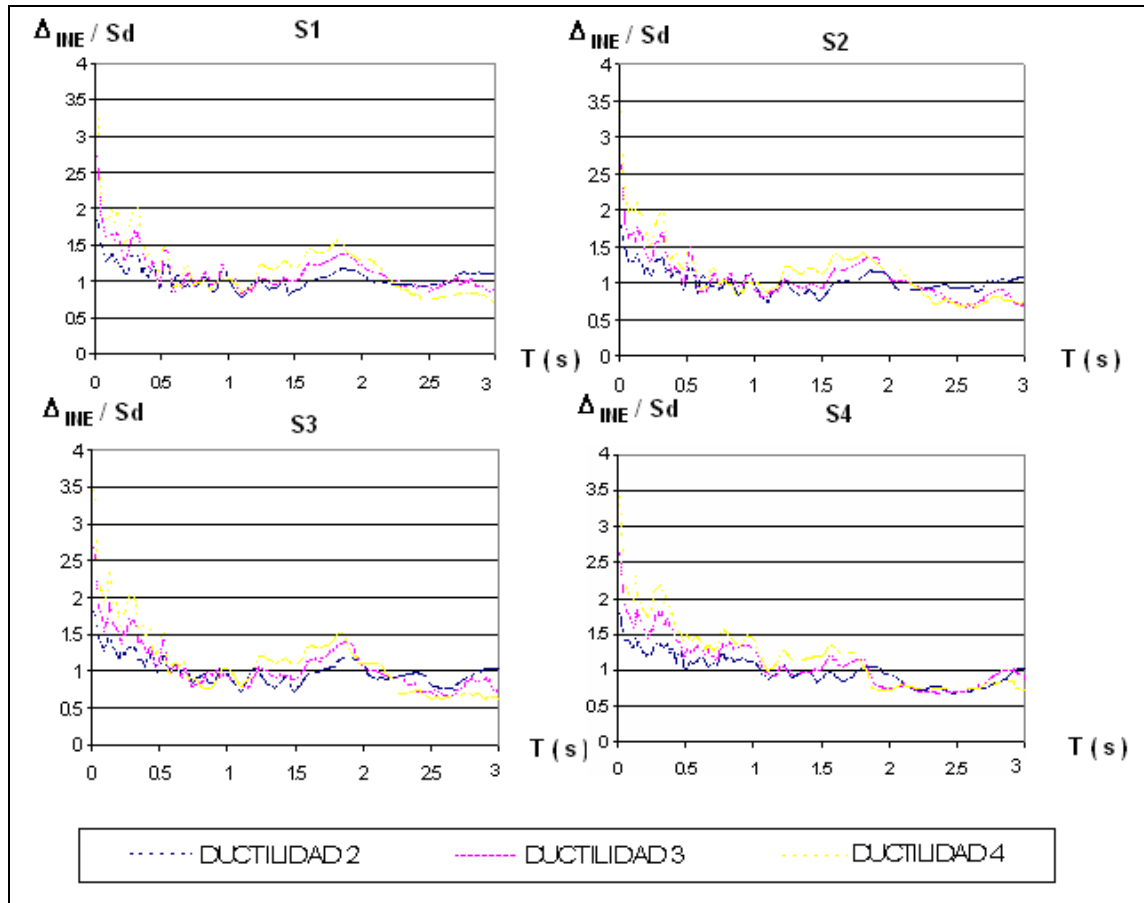


Figura 8 Relación Δ_{INE} / S_d encontrada en perfiles de suelo S1 a S4.

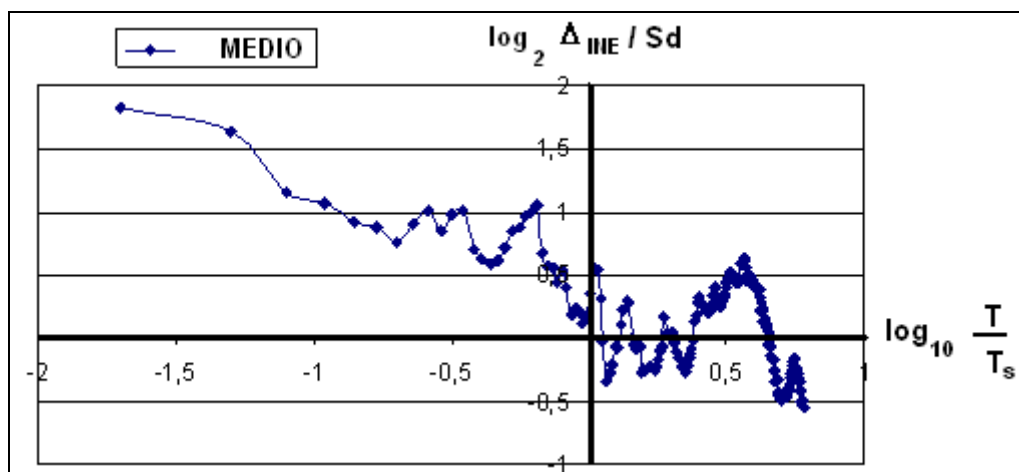


Figura 9 Relación logarítmica de la relación Δ_{INE} / S_d en función de T / T_s . Acelerogramas sintéticos.

Se observa en la figura 10 que la curva obtenida con la ecuación (10) tiene un desfase hacia la izquierda con relación a la curva de valores medios. Para corregir este problema se complementa la ecuación de ajuste, quedando de la siguiente forma:

$$C_{\mu} = 1 + \left[\lambda \left(\frac{a}{\mu^b} \right) * \left(\psi \frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1}$$

Donde λ es un factor de traslación de coordenadas y ψ es un factor de escala horizontal. En la figura 10 se aprecia que la rama horizontal inicial es más grande que la rama horizontal de los valores medios para que estas dos rectas sean aproximadamente iguales se ha introducido el factor ψ .

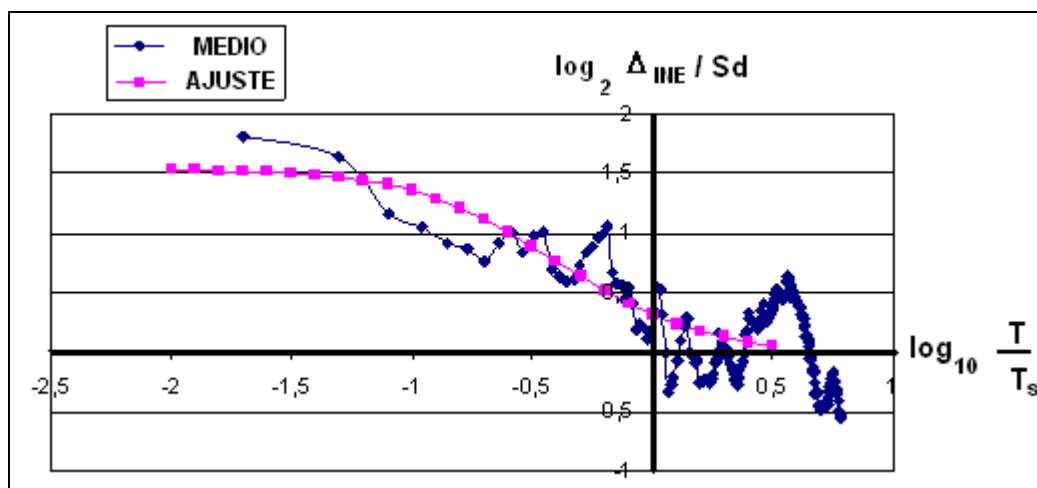


Figura 10 Valores medios y curva preliminar ajustada. Acelerogramas sintéticos.

Para un perfil de suelo S1 y para una ductilidad de 4. Los coeficientes y factores que se obtienen del ajuste son los siguientes:

$$a = 1.30; \quad b = -1.50; \quad c = 1.76; \quad \lambda = 0.03; \quad \psi = 0.25$$

En la figura 11 se muestra la curva de valores medios y la curva de ajuste obtenida con la ecuación (11) para valores en los cuales la relación Δ_{INE} / S_d es mayor a la unidad, se aprecia que con la inclusión de los factores λ y ψ se tiene un muy buen ajuste. Para el lado derecho la tendencia del ajuste es hacia la unidad.

Al trabajar con los acelerogramas reales normalizados a 0.15 g., que son las curvas que se vienen presentando se obtiene un mejor ajuste como se observa en la figura 12. Los coeficientes para este caso, son:

$$a = 0.05; \quad b = -12.50; \quad c = 6.49; \quad \lambda = 0.02; \quad \psi = 0.70$$

Se observó en el estudio que la relación Δ_{INE} / S_d es la misma para el grupo de datos correspondientes a los sismos normalizados a 0.15 g.; 0.25 g.; 0.30 g.; y 0.40 g. Esto tal vez se deba a que se trabajan con registros artificiales y con registros de sismos reales muy bajos que han sido normalizados. Como las relaciones son las mismas para las diferentes aceleraciones máximas del suelo, en lo posterior no se hace referencia a la aceleración máxima del suelo en roca.

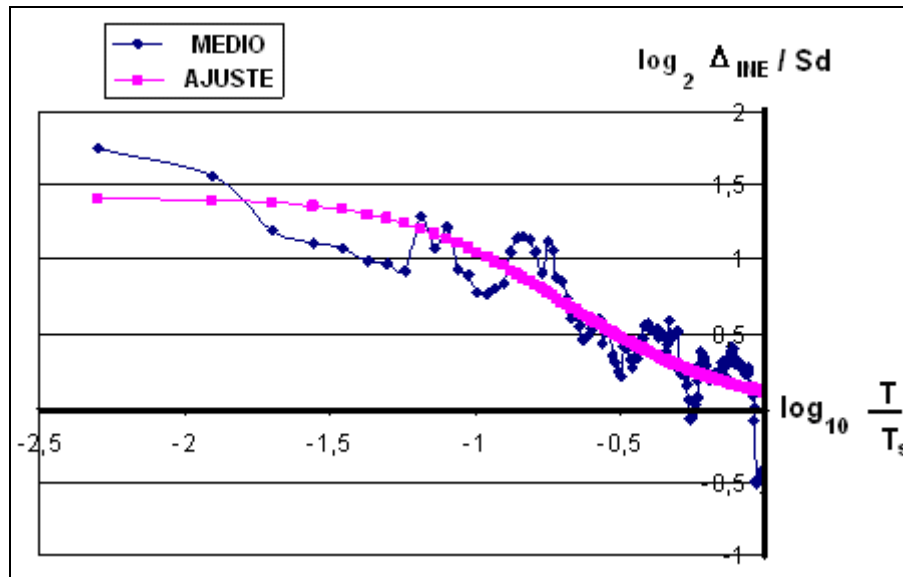


Figura 11 Valores medios y curva ajustada. Acelerogramas sintéticos.

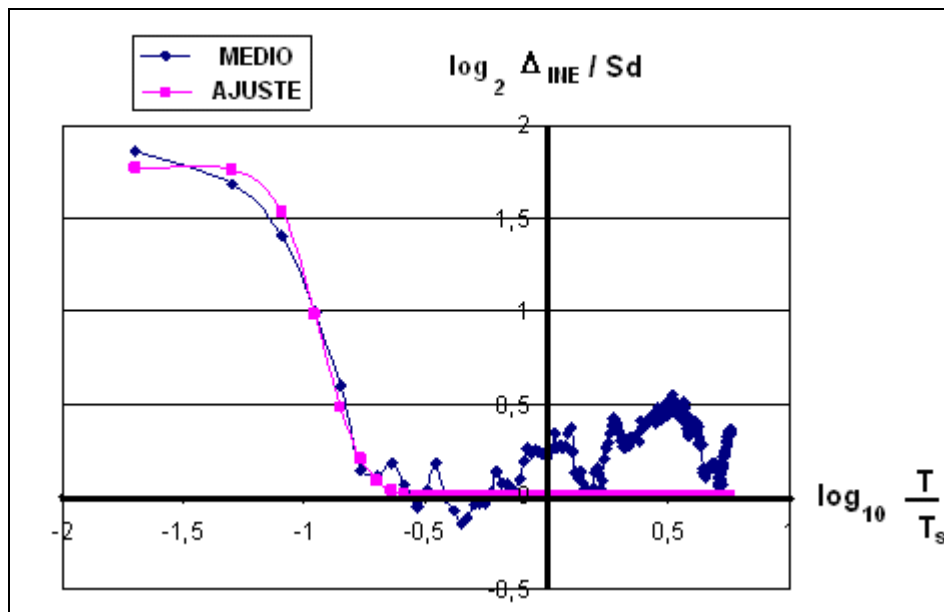


Figura 12 Valores medios y curva ajustada. Acelerogramas reales.

9 RESULTADOS

Se ha explicado con detalle la forma como se obtuvo la ecuación de ajuste para el grupo de datos correspondiente a un perfil de suelo S1 y para una ductilidad de 4. En forma similar se procedió con los restantes perfiles de suelo y ductilidades.

El ajuste con la ecuación (11) es válida siempre y cuando se tenga en el eje de las X, logaritmo de base 10 de la relación T/T_s y en el eje de las Y logaritmo en base 2 de la relación $\Delta_{III E} / S_d$. Cuando se trabaja con ejes normales, que no sean logarítmicos la ecuación (11) se convierte en:

$$C_{\mu} = \left\{ 1 + \left[\lambda \left(\frac{a}{\mu^b} \right) * \left(\psi \frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1} \right\}^{0.30103}$$

Con esta aclaración los resultados obtenidos se resumen en la tabla 6. Únicamente para los sismos sintéticos.

Tabla 6 Valores obtenidos en el estudio para diferentes tipos de suelo y ductilidades.

Ductilidad 2					
Perfil de Suelo	a	b	C	λ	ψ
S1	0.35	-3.50	1.40	0.17	0.87
S2	0.60	-2.90	1.31	0.17	0.82
S3	3.40	-1.00	1.50	0.21	1.00
S4	2.10	-1.40	1.00	0.12	1.70
Ductilidad 3					
S1	1.00	-2.70	1.40	0.04	0.15
S2	1.00	-1.20	1.40	0.05	0.49
S3	3.00	-1.00	1.80	0.07	0.73
S4	15.00	-0.08	1.40	0.07	0.30
Ductilidad 4					
S1	1.30	-1.50	1.76	0.03	0.25
S2	7.80	1.00	1.40	0.02	0.50
S3	1.30	-0.20	1.41	0.01	0.93
S4	0.23	-0.60	1.80	0.04	2.91

En la figura 13 se presentan los valores medios encontrados en el estudio, que corresponde a la figura 8 y las curvas de ajuste que se hallan con la ecuación (12) y los datos de la tabla 6, para un perfil de suelo S1. Se aprecia que existe una buena correlación especialmente para períodos menores a 1.5 s. Entre 1.5 s., y 2.0 s., el ajuste no es tan bueno pero el criterio del ajuste es que las curvas tiendan a la unidad lo que implica el cumplimiento de la regla de igual desplazamiento. El comportamiento de los suelos S2 y S3, es similar a la del suelo S1.

La figura 14 es similar a la figura 13 pero con los datos correspondientes al perfil de suelo S4. En este caso, para valores de período comprendidos entre 2.0 y 2.7 s. se tiene que la relación Δ_{INE} / S_d es menor que la unidad, para los restantes valores el ajuste es bastante satisfactorio.

10 COMPARACIÓN DE CURVAS DE AJUSTE

Interesa comparar las curvas que se hallan con las ecuaciones propuestas por Aguiar y Guerrero; Aguiar y González y las encontradas en este estudio para los diferentes perfiles de suelo. En la figura 15 se presenta esta comparación para un suelo S2 y ductilidad 4. Se aprecia que los valores obtenidos con la ecuación de Aguiar y Guerrero reporta valores muy bajos. Los valores que se hallan con las ecuaciones de Aguiar y González son bastante parecidos a las encontradas en el presente estudio pero ahora la curva decae en forma más uniforme en la zona de períodos cortos.

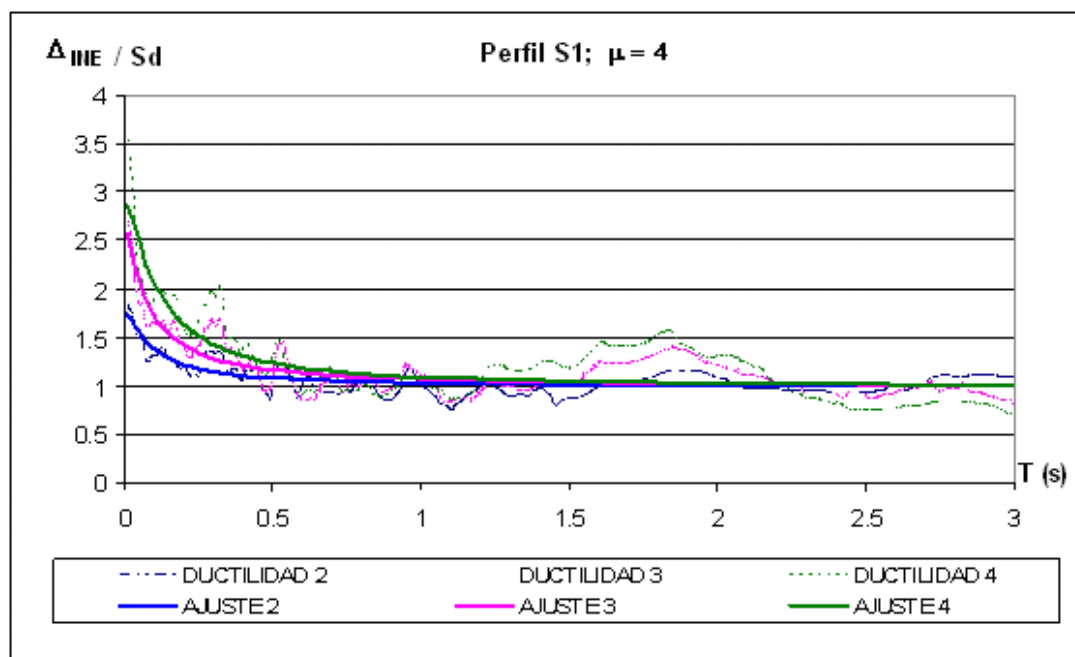


Figura 13 Comparación de valores medios y curva de ajuste en suelo S1.

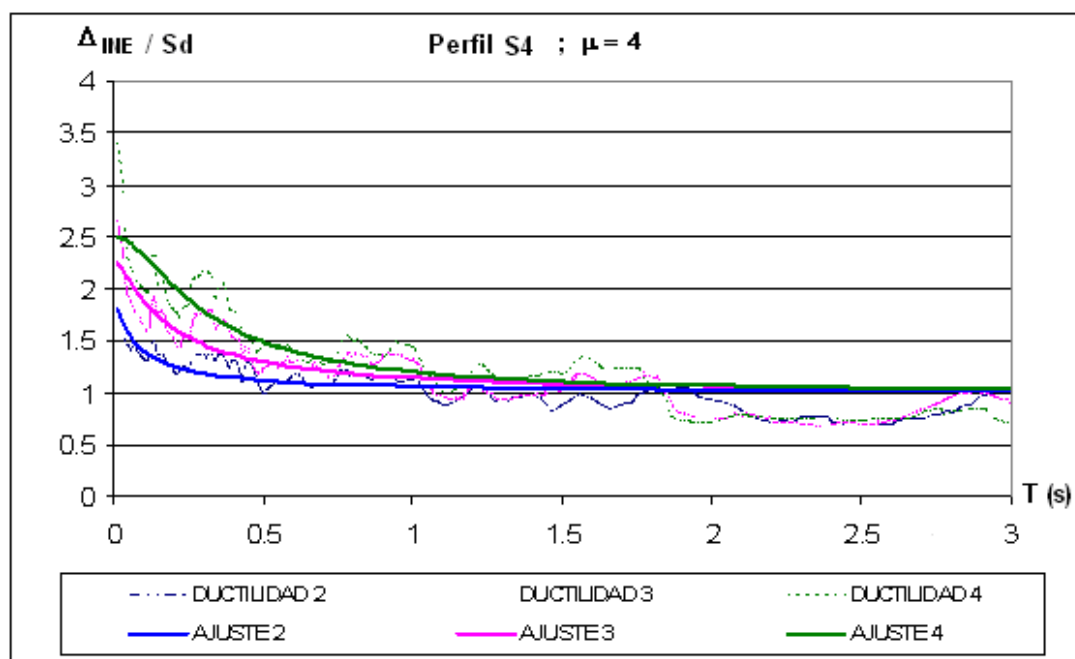


Figura 14 Comparación de valores medios y curva de ajuste en suelo S4.

Para un perfil de suelo S4 y ductilidad 4 los valores que se obtienen con la propuesta de Aguiar y González son bastante altos para períodos cortos, como se aprecia en la figura 16 y no cumple con la Dinámica de Estructuras que establece que para cuando el período tiende a cero la relación Δ_{INE} / S_d debe ser igual a la ductilidad. En este sentido se aproxima mejor la ecuación encontrada en el estudio.

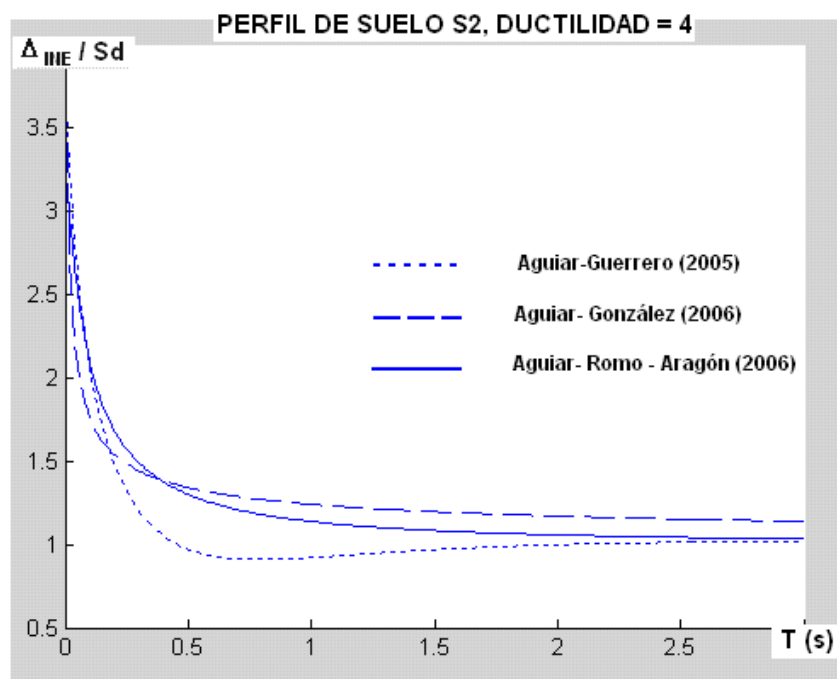


Figura 15 Comparación de curvas de ajuste para perfil S2 y Ductilidad 4.

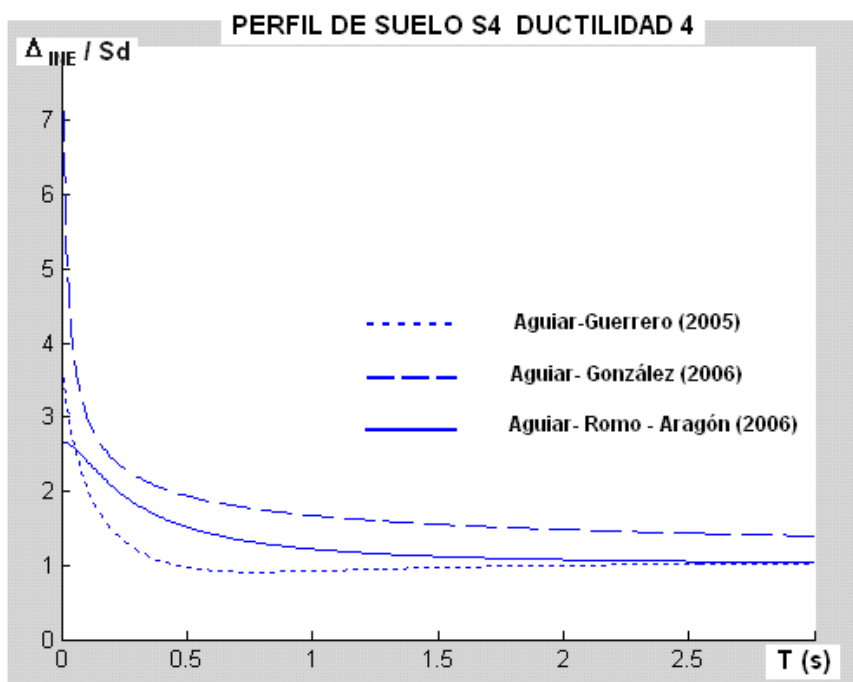


Figura 16 Comparación de curvas de ajuste para perfil S4 y Ductilidad 4

11 CURVAS DE AJUSTE EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO.

En la figura 17 se comparan las curvas que se obtienen para los cuatro tipos de suelo, para una ductilidad de 4, con la ecuación (12) encontrada en el estudio. Se aprecia que las curvas para los suelos S1, S2 y S3 son bastante parecidas y que la curva para un perfil de

suelo S4 presenta valores más altos. Un comportamiento similar se observó para las otras ductilidades.

El tener valores más altos en un perfil de suelo S4, implica que los valores correspondientes al factor de reducción por ductilidad R_μ son más bajos. Por otra parte en todos los casos los valores hallados en el presente estudio son más altos a los que se obtuvieron al no considerar el tipo de suelo, que corresponde al trabajo de Aguiar y Guerrero y menores a los que se hallan con las ecuaciones obtenidas por Aguiar y González.

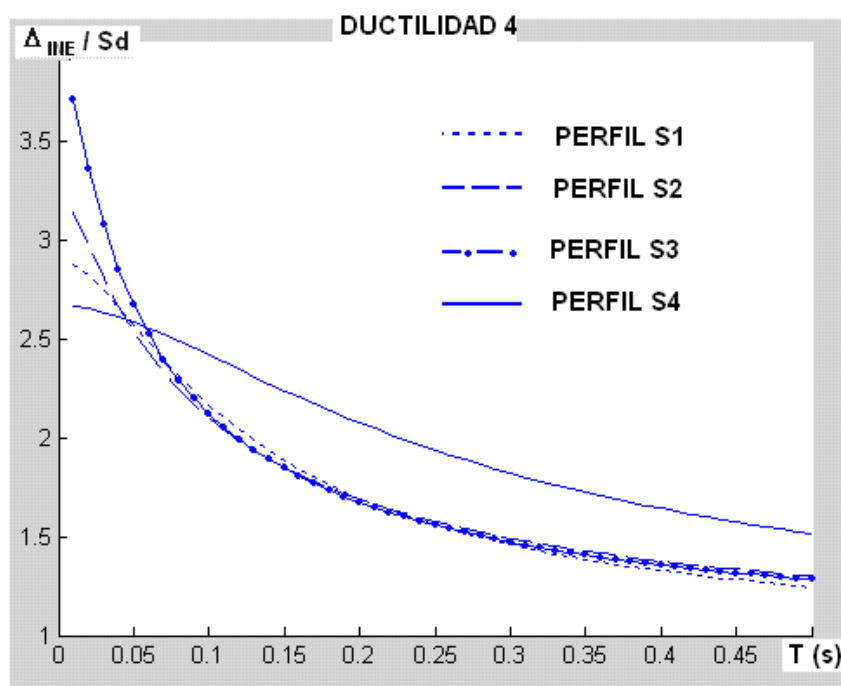


Figura 17 Variación de la relación Δ_{INE} / S_d en función del tipo de suelo.

Con el propósito de visualizar mejor los resultados, para la zona de períodos bajos, en la figura 17 se presenta la relación Δ_{INE} / S_d para períodos menores a 0.5 s. Para períodos mayores a esta cantidad se mantiene la tendencia de las curvas y para períodos largos todas ellas tienden a la unidad.

12 CONCLUSIONES

Se han encontrado varias ecuaciones para determinar la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico, en un sistema de un grado de libertad, trabajando para ello con acelerogramas sintéticos, que son compatibles con los espectros de diseño del Código Ecuatoriano de la Construcción, para los cuatro perfiles de suelo estipulados en el Código y con acelerogramas reales normalizados. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Existió una marcada diferencias en la forma de los espectros elásticos e inelásticos obtenidos con los acelerogramas sintéticos y con los acelerogramas de sismos reales, por lo que se decidió trabajar únicamente con los registros sintéticos. Se descartó los sismos artificiales debido a que todos ellos fueron registrados en una ciudad.
- No existe una diferencia notable entre los valores obtenidos para los diferentes tipos de suelo con las ecuaciones halladas por Aguiar y González, con respecto a las encontradas en el presente estudio. Lo que sí se debe reconocer es que para períodos

que tienden a cero las ecuaciones halladas reportan valores que se aproximan a la ductilidad, de mejor manera a las que reportan las fórmulas de Aguiar y González.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2006), *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, **CIMNE IS-57**, 132 p.
2. Aguiar R., y Guerrero P., (2006), "Relación entre desplazamiento máximo: inelástico a elástico en la evaluación del drift", *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Universidad Estatal de Campiñas*, 3056-3066, Campiñas, Brasil.
3. Aguiar R., y González A., (2006), "Influencia del suelo en el cálculo de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico a elástico", *II Congreso de Ingeniería Estructural y Puentes. Instituto de la Construcción y Gerencia*, 10 p., Lima, Perú.
4. Bertero V., Anderson J., Krawinkler H., and Miranda E., (1991), *Design guidelines for ductility and drift limits: Review of the state of the practice and state of the art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings*, Earthquake Engineering Research Center, Report No **UCB/EERC-91/15**, University of California, Berkeley, California.
5. Chopra A., (2005), "Estimating seismic demands for performance-based Engineering of buildings", *IX Jornadas Nacionales de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA*, 34 p, Concepción, Chile.
6. Gupta A., and Krawinkler H., (2000), "Estimation of seismic drift demands for frame structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **28**, 1287-1305.
7. Miranda E., (1997), "Estimation of maximum interstory drift demands in displacement-based design" *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, Krawinkler H., and Fajfar P., editor, Balkema.
8. Miranda E., (1999), "Aproximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of Structural Engineering*, **125 (4)**, 417-425.
9. Miranda E., (2000), "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites", *Journal of Structural Engineering*, **126 (10)**, 1150-1159.
10. Miranda E., (2001), "Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems", *Journal of Structural Engineering*, **127 (9)**, 1005-1012.
12. Moehle J., (1992), "Displacement-based design of reinforced concrete structures" *Earthquake Spectra*, **Vol 8**, 403-428.
13. Moehle J., (1996), "Displacement-based seismic design criteria", *Proceeding of the eleventh world conference on earthquake engineering*, Acapulco, México.
14. Nassar A., and Krawinkler H., (1991), *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*, John Blume Earthquake Engineering. Ctr. Dept. of Civil Engineering, **Rep. 95**, Stanford University, Stanford, California.
15. Ordaz M., y Pérez L., (1999), *Estimación de espectros de respuesta elastoplástica*, Centro Nacional de Prevención de Desastres. Cuaderno de Investigación **48**, 29 p, México.

16. Rodriguez M., y Aristizabal J., (1999), "Evaluation of a seismic damage parameter", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **Vol 28**, 463-477.
17. Ruiz-García J., and Miranda E., (2003), "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, **31**, 1237-1258.
18. Whittaker A., Uang C., and Bertero V., (1987), *Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six story eccentrically braced steel structure*, University of California, Berkeley, **Rep. N. UCB/EERC-87/02**, California.
19. Whittaker A., Hart G., and Rojahn C., (1999), "Seismic response modification factors", *Journal of Structural Engineering*, **125 (4)**, 438-444.

NORMAS PARA LA PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS EN LA REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS

- 1. Todo trabajo debe ser inédito y se enviará al Comité Editor de la revista, el cual decidirá su aceptación o rechazo en función de un arbitraje realizado por especialistas en el área.*
- 2. Es responsabilidad del autor obtener permiso para utilizar material que ya haya aparecido en otra publicación.*
- 3. Los autores deberán suministrar sus artículos en disquetes o Cds y una copia impresa, todo en formato WORD. El ancho de todos los márgenes será de 2.5 cm.*
- 4. Arial será el tipo de letra a utilizarse para la elaboración de los artículos.*
- 5. El formato del título principal será: tamaño 16, negrita, centrado.*
- 6. Se deberá incluir el nombre del autor o autores en tamaño 10, negrita; en una línea. En las siguientes se indicará la institución donde trabaja con la dirección respectiva en tamaño 9 normal. Todo esto justificado a la izquierda.*
- 7. A continuación vendrá el Resumen en español y en inglés, la palabra Resumen o Abstract va centrado con negrilla en tamaño 12. El texto va en tamaño 10. La extensión máxima del Resumen es de 200 palabras.*
- 8. Los Apartados del artículo irán numerados escritos con letras mayúsculas de tamaño 12 y en negrita. Los Subapartados se escribirán con minúsculas con tamaño 11 en negrita. El texto propiamente del artículo será escrito en tamaño 10 normal. Cada comienzo de oración tendrá una sangría de 1.25 cm. Antes y después de cada Apartado o Subapartado se deberá dejar dos espacios en blanco. Por otro lado entre párrafos se dejará un espacio en blanco.*
- 9. No puede quedar al final de página, un título de Apartado o Subapartado seguido con dos líneas de escritura*
- 10. Los gráficos, figuras o fotos se numerarán y señalarán con la palabra **Figura**. Los cuadros y tablas se han de numerar independientemente de las figuras y se han de señalar con la palabra **Tabla**. Todos ellos se presentarán incluidos en el texto principal con la mejor calidad posible.*
- 11. Las referencias serán numeradas en orden alfabético de apellidos y se presentarán al final del artículo, incluyendo estrictamente el siguiente orden: Apellidos, Nombres, Año, Título, Revista, Número, Páginas que comprende y País. Toda referencia deberá tener una cita en el texto mediante el apellido y el año*
- 12. Se recomienda numerar las fórmulas entre paréntesis y con alineación hacia la derecha. Las fórmulas o ecuaciones van centradas.*
- 13. Lo no previsto en estas pautas será decidido por el Comité Editor de la Revista.*